



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

## Comparación entre construcción por empuje del dintel y vano a vano del viaducto de la Rambla de los Feos

Treball realitzat per:

**Iñigo San Martín Murillo**

Dirigit per:

**Gonzalo Ramos Schneider**

**Ángel Carlos Aparicio Bengoechea**

Màster en:

**Enginyeria estructural i de la construcció**

Barcelona, 30/06/2020

Departament d'enginyeria civil i ambiental

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. ESTADO DEL ARTE	4
3. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO	6
3.1 SECCIONES TRANSVERSALES	7
3.2 ARMADURA LONGITUDINAL	8
3.3 PILAS	8
3.4 APARATOS DE APOYO	10
3.5 MATERIALES	11
4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS COMPARADOS	12
4.1 EMPUJE DEL DINTEL	12
4.2 VANO A VANO	13
5. MODELOS EMPLEADOS	15
5.1 MODELO DE EMPUJE	17
5.1.1 LONGITUD DEL PARQUE DE PREFABRICACIÓN	17
5.2 MODELO DE CONSTRUCCIÓN VANO A VANO	18
5.3 MODELOS DEL PICO DE LANZAMIENTO	18
6. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	20
6.1 ANCHO EFECTIVO	20
6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE TABLERO	24
7. ABOLLADURA EN LOS PANELES	25
8. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PICO DE LANZAMIENTO	31
8.1 DIAGONALES	32
8.2 MONTANTES	35
8.3 CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR	36

<b>9. FISURACIÓN</b>	<b>38</b>
9.1 ARMADURA MÍNIMA	38
9.2 CONTROL DE FISURACIÓN POR CARGAS DIRECTAS	41
<b>10. RESISTENCIA DEL ALMA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES</b>	<b>44</b>
10.1 RESULTADOS	49
10.1.1 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES	49
10.1.2 REACCIONES MÁXIMAS EN EL LANZAMIENTO	50
<b>11. RESISTENCIA A FLEXIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO</b>	<b>51</b>
11.1 MOMENTO ELÁSTICO DE LAS SECCIONES	51
11.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS POR FASES	53
11.2 MÁXIMO INCREMENTO DE MOMENTO	56
<b>12. CONCLUSIONES</b>	<b>61</b>
<b>13. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>67</b>

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio tiene por objetivo la comparación de los procedimientos constructivos de empuje del dintel y construcción vano a vano aplicados a puentes mixtos. Para realizar dicha comparación se estudió el efecto de ambos procedimientos constructivos en el viaducto de Rambla de los Feos, situado en el tramo Los Arejos – Níjar del Corredor Mediterráneo. Se trata de un puente mixto bixácena de ferrocarril de 17 vanos y 919 metros de longitud con un trazado circular.

Tanto la construcción vano a vano como el empuje del tablero son procesos evolutivos en los que el esquema estático del viaducto cambia en cada una de las fases de construcción. Es por esto que los primeros vanos ejecutados no tendrán los mismos esfuerzos que los últimos.

Siendo esto cierto para cualquier tipo de sección, en el caso de la sección mixta se acentúa el efecto de la construcción evolutiva, ya que ésta implica una ejecución por fases de la propia sección. Al tener la sección elementos de hormigón, éstos pueden ejecutarse en diversas fases, y al haber una sección parcial de acero, ésta resiste el peso del hormigón hasta que empieza a trabajar conjuntamente con el resto de la sección.

## 2. ESTADO DEL ARTE

El uso de estructuras mixtas de hormigón y acero en puentes comenzó en la construcción de arcos colocando una estructura metálica sobre la que se apoyaba el encofrado sustituyendo así a la cimbra apeada. Esta estructura de acero quedaba embebida en el hormigón de manera que además de resistir el peso del hormigón fresco en construcción colaboraba en la fase de servicio.

En un paso hacia los puentes mixtos actuales, el hormigón comenzó a emplearse en la plataforma de los puentes de acero, aunque sin tener aún una función estructural. Fue en 1922 cuando un estudio de la Iowa State Highway Commission concluyó que la losa de hormigón y las vigas metálicas del Skunk River Bridge trabajaban conjuntamente. La acción mixta era mayor en las secciones con menor rasante entre acero y hormigón, por lo que con una conexión adecuada se podría garantizar el trabajo solidario de la losa y las vigas metálicas.

La conexión entre el acero y el hormigón ha pasado por angulares soldados a la platabanda superior, barras dobladas en espiral o herradura hasta llegar a los pernos conectadores actuales. Los pernos son el tipo conexión más extendida por su facilidad de producción y colocación.

Sin embargo, existen otros tipos de conexiones como la *Perfobond* que elimina el problema de la fatiga existente en los pernos y que consiste en una chapa continua con perforaciones equiespaciadas.

Durante la siguiente década se construyeron puentes mixtos isostáticos, lo que aprovechaba al máximo las características de ambos materiales. En 1936 terminó la construcción del puente sobre el valle de Steinbach (Alemania) que sería precursor de los puentes mixtos bijnádena posteriores. Se sustituyó la estructura metálica en celosía por dos jácenas metálicas y una serie de vigas transversales sobre las que apoyaba la losa.

Los puentes mixtos hiperestáticos no aparecieron hasta que se produjeron innovaciones en la estructura de acero como la soldadura eléctrica y el uso de chapas laminadas. La construcción de tableros continuos implica que la sección tenga que trabajar también a flexión negativa. Para responder a estas nuevas solicitaciones se dispone de una doble acción mixta, que consiste en colocar una losa inferior en las zonas sobre apoyos para que la sección trabaje como mixta también a flexión negativa.

El pretensado en puentes mixto apareció para responder a las tracciones en la losa superior sobre las pilas al mismo tiempo que permitía aumentar la luz de los vanos. En primer lugar, las presolicitaciones se introducían en la estructura mediante deformaciones impuestas en la sección de acero o añadiendo grados de hiperestaticidad durante la construcción que se eliminarían antes de entrar en fase de servicio de manera que el hormigón se encontrara comprimido. Actualmente este tipo de pretensado está en desuso por su nula aportación a la resistencia en estado límite último y por la pérdida de compresión en el hormigón por el efecto diferido de retracción y fluencia. En su lugar, la colocación de pretensado exterior mediante cables en el interior del cajón permite comprimir la losa en zona de negativos y reducir el momento positivo en centro de vano, con la ventaja de no tener pérdidas diferidas al no estar los tendones embebidos en el hormigón. Sin embargo, no es el común el uso de pretensado en puentes actuales de luces medias por la tendencia a simplificar el proceso constructivo.

En España, el primer puente mixto para una línea de alta velocidad fue el viaducto Arroyo las Piedras y se trata de una sección bijnádena con una losa superior de hormigón. Los diafragmas

transversales son celosías vez de tener el alma llena y cuenta con prelosas inferiores discontinúas que proporcionan una rigidez a torsión superior a la conseguida con una celosía inferior. También cuenta con células inferiores que además de aumentar la resistencia a cargas concentradas del alma durante el empuje mejoran la estabilidad del alma y alas al estar sometidas compresión.

La tecnología actual aplicada en los puentes mixtos permite construir puentes de luces medias sin necesidad de recurrir al pretensado. Al mismo tiempo la sección metálica del tablero resiste el peso del encofrado y el hormigón fresco eliminan las cimbras, por tanto los puentes mixtos permiten simplificar el procedimiento constructivo.

### 3. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

El viaducto sobre Rambla de lo Feos es un viaducto de ferrocarril de sección mixta y canto constante cuyo esquema estático es el de una viga continua. Tiene una longitud de 919 m con trazado curvo que se divide en 17 vanos de las siguientes luces:

$$43 + 50 + 8 \times 55 + 67 + 5 \times 55 + 44 m$$

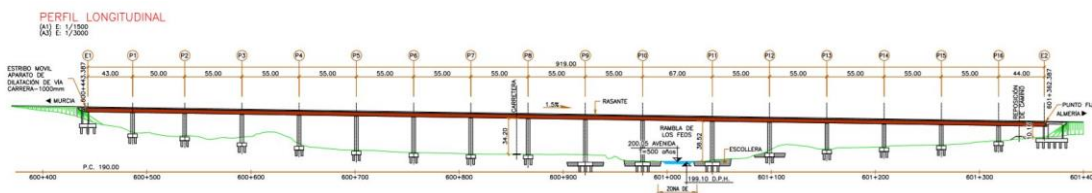


Figura 1. Perfil longitudinal del viaducto. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

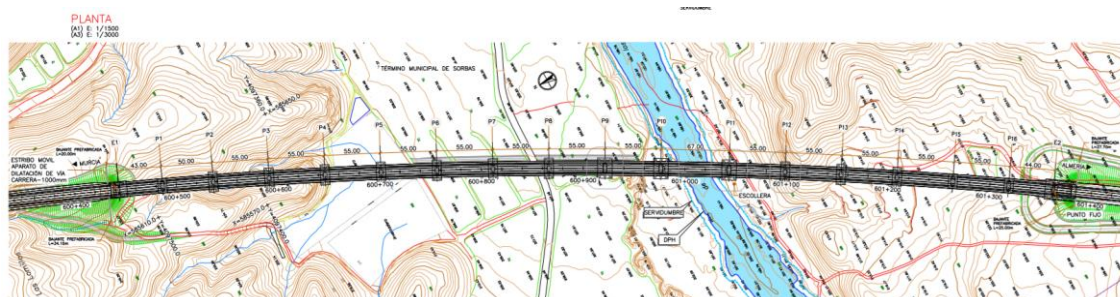


Figura 2. Planta del viaducto. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

La sección consiste en una sección metálica bijnáena de 3,51 m de canto y una losa superior de hormigón de 14 m de ancho y un canto máximo de 0,44 m en el eje de tablero que se reduce hacia los lados con un 2% de bombeo. Las secciones situadas sobre las pilas cuentan también con una losa inferior para trabajar como sección mixta también a flexión negativa.

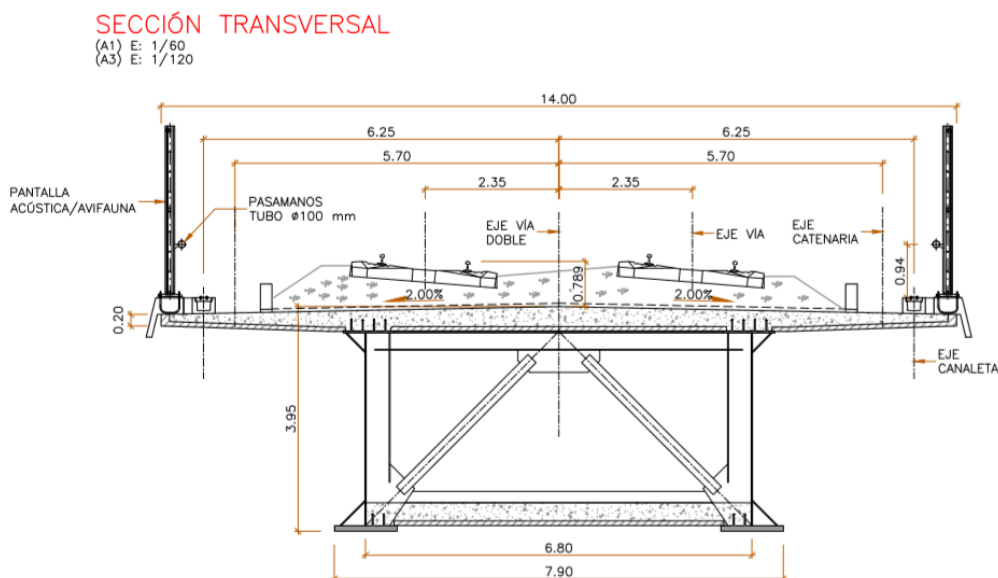


Figura 3. Sección transversal del viaducto. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

### 3.1 SECCIONES TRANSVERSALES

La geometría de las jácenas de acero varía ligeramente en la longitud del tablero. Cambian las dimensiones de las platabandas superiores e inferiores y el espesor de las almas, pero el canto de 3,51 m se mantiene constante.

También se distinguen secciones que cuentan con una losa inferior y las que no. En las secciones que no cuentan con losa inferior porque trabajan a flexión positiva se colocarán prelosas inferiores de 0,18m de espesor para cerrar el circuito de torsión.

Se han clasificado todas las variaciones de la sección transversal del tablero para calcular las propiedades geométricas y mecánicas de cada una de ellas. Se han diferenciado 11 secciones distintas que tienen la siguiente geometría.

En la siguiente tabla se resumen las diferencias geométricas entre los distintos tipos de sección.

<i>Tipo de sección</i>	<i>Platabanda superior</i>	<i>Platabanda inferior</i>	<i>Espesor del alma</i>	<i>Canto losa inferior</i>
S1	1000 x 20 mm	1400 x 30 mm	30 mm	-
S2	1000 x 20 mm	1400 x 40 mm	25 mm	-
S3	1000 x 20 mm	1400 x 30 mm	30 mm	0,35 m
S3b	1000 x 20 mm	1400 x 30 mm	30 mm	0,45 m
S4	1200 x 60 mm	1100 x 40 mm	35 mm	0,45 m
S4b	1200 x 60 mm	1100 x 40 mm	35 mm	0,35 m
S5	1600 x 60 mm	1200 x 50 mm	40 mm	0,55 m
S5b	1600 x 60 mm	1200 x 50 mm	35 mm	0,45 m
S5c	1600 x 60 mm	1200 x 50 mm	35 mm	0,55 m
S6	1000 x 30 mm	1200 x 50 mm	30 mm	-
S7	1000 x 20 mm	1600 x 60 mm	25 mm	-

*Tabla 1. Dimensiones de las variaciones de la sección transversal del viaducto.*

Estos 11 tipos de sección se dividen en tres grupos:

- Secciones sometidas a flexión positiva: S1, S2, S6 y S7.
- Secciones sometidas a flexión negativa: S4, S4b, S5, S5b y S5c.
- Secciones de transición: S3 y S3b.

Las secciones sometidas a flexión positiva tienen una mayor platabanda inferior y no cuentan con losa inferior y las sometidas a flexión negativa tienen losa inferior y una mayor platabanda superior.

Las secciones de transición se encuentran cerca de la sección de momento nulo y están sometidas a flexión en ambos sentidos por lo que cuentan con losa inferior.

Las secciones S5 (b, c), S6 y S7 sustituyen a las anteriores en el vano más largo del viaducto de 67m de luz. Estas secciones tienen mayores dimensiones y espesores y se sitúan en las pilas 10 y 11 y en el vano 11.



### 3.2 ARMADURA LONGITUDINAL

En toda la longitud del tablero se distinguen dos cuantías de armadura: una sobre las pilas y otra en el resto del vano. Al tratarse de una sección mixta se pretende que la losa superior trabaje a compresión y la bñjácena de acero resista las tracciones, en las secciones sobre pilas, pese a conseguir el mismo funcionamiento añadiendo una losa inferior, se dispone de una cuantía mayor de armadura en la losa superior.

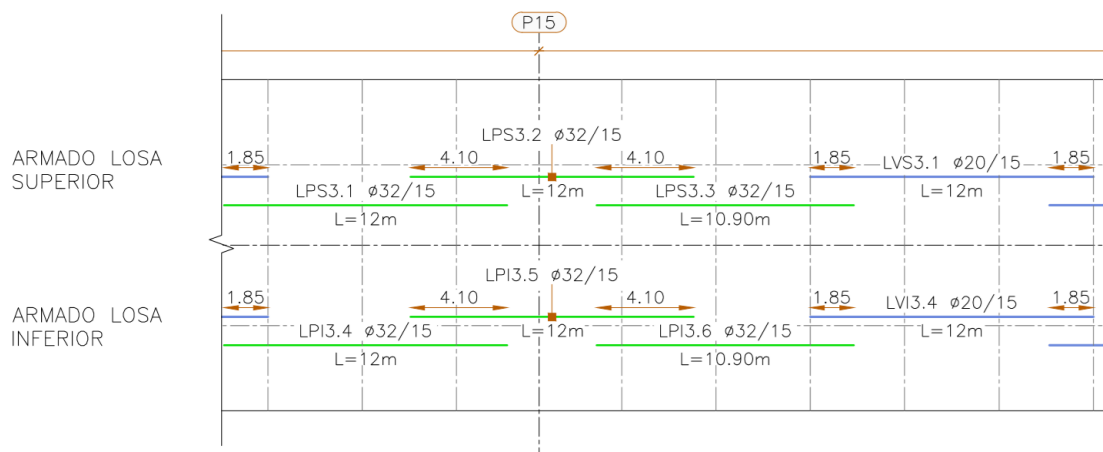


Figura 4. Distribución de las armaduras. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

En las zonas de apoyo se colocan barras de diámetro  $\phi 32$  con una separación de 15cm tanto en la losa superior como en la inferior. La zona de apoyo tiene sus límites a una distancia  $L/5$  a cada lado de la pila.

En las zonas de vano se colocan barras de diámetro  $\phi 20$  con una separación de 15cm.

### 3.3 PILAS

Las pilas tienen una altura que varía entre 15 m y 40 m. Su sección es un cajón de hormigón de 0,40 m de espesor.

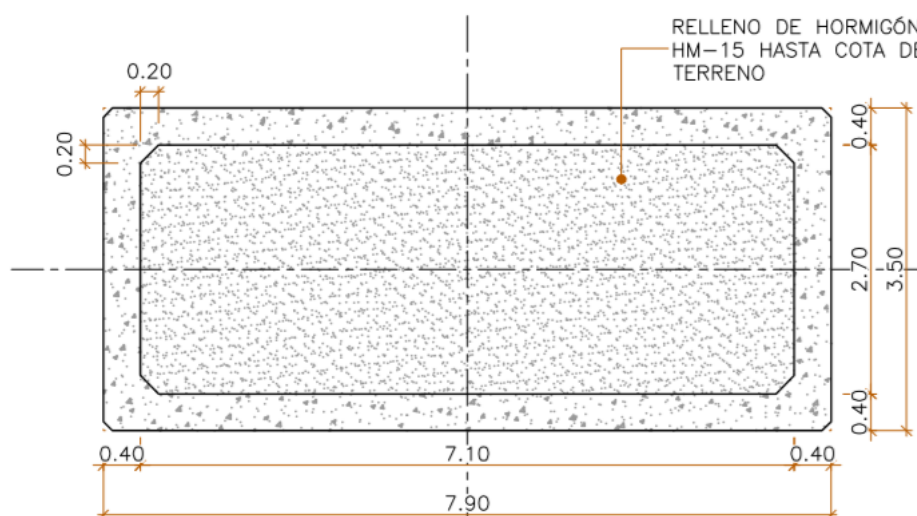


Figura 5. Sección transversal de las pilas tipo 1. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

Las pilas tienen una sección de 7,90 x 3,50 m en la cabeza. Las pilas tipo 1 mantienen la sección en toda su altura mientras que las tipo 2 se ensanchan al reducir la altura.

En las pilas de mayor altura (P9, P10 y P11) en ancho es variable con la altura, tal y como se puede observar en el siguiente alzado.

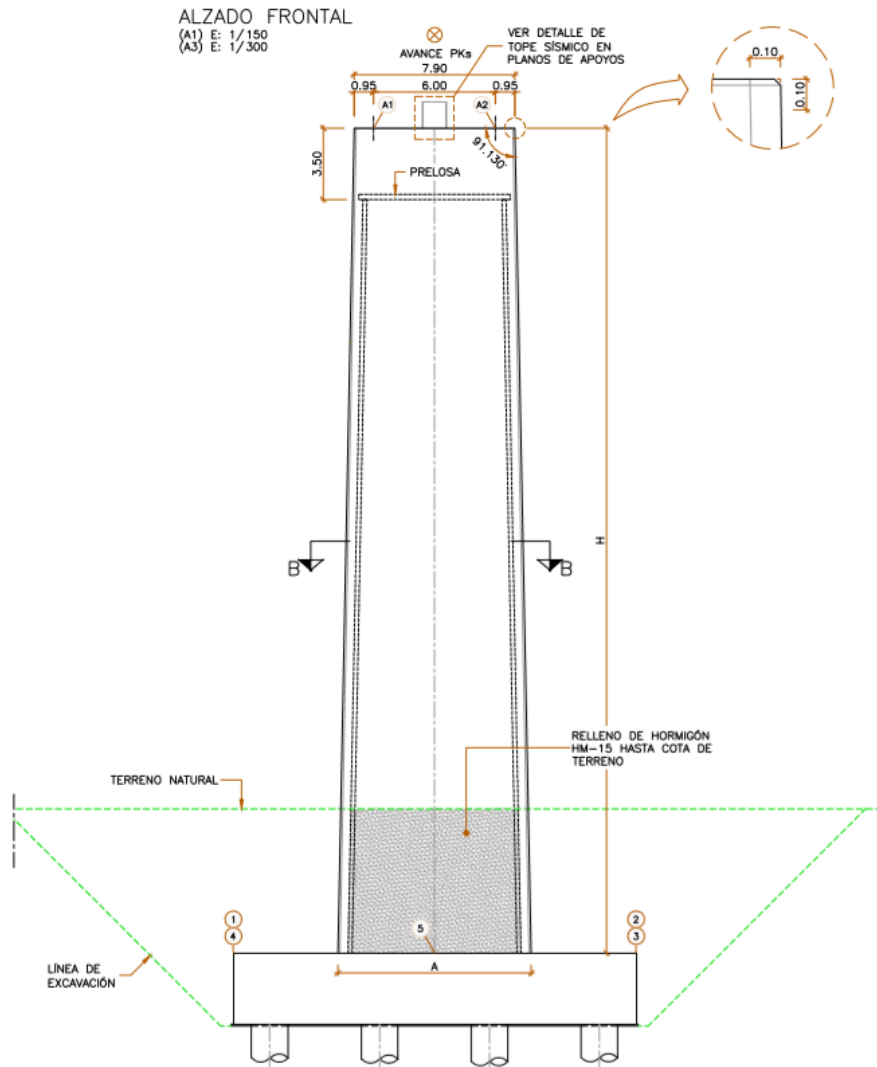


Figura 6. Alzado de una pila tipo 2. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

### 3.4 APARATOS DE APOYO

El tablero apoya simplemente en todas las pilas sobre aparatos de apoyo tipo POT. El punto fijo del viaducto se encuentra en el estribo del extremo sur (E2).

En cada pila hay dos aparatos de apoyo y un tope sísmico que evita el desplazamiento lateral del tablero solamente en caso de sismo. Uno de los apoyos es libre y el otro es unidireccional permitiendo sólo los desplazamientos en la dirección longitudinal del puente.

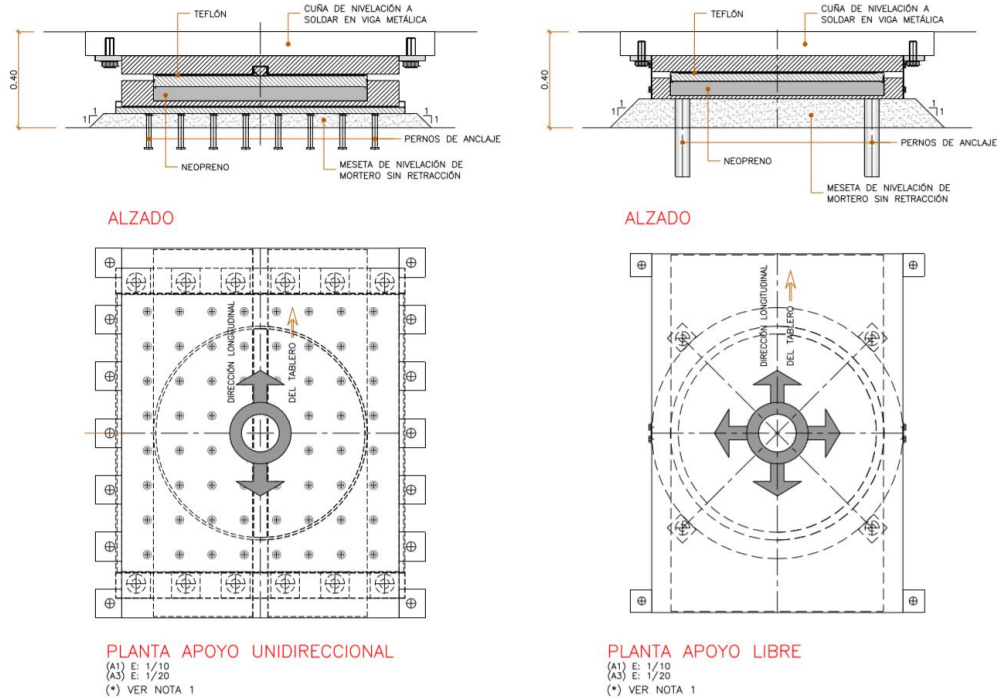


Figura 7. Apoyo libre y unidireccional colocados sobre las pilas. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

A la falta de definición de las dimensiones de los aparatos de apoyo en los planos, éstas se han tomado de un catálogo comercial. El apoyo POT escogido es el menor que cumple con las especificaciones indicadas en los planos del viaducto.

APOYO	COMBINACIÓN SÍSMICA ELU		COMBINACIÓN ESTÁTICA ELU		COMBINACIÓN ESTÁTICA ELS		TAMAÑO TOTAL	PESO NETO (EN ANCLAS)	DIÁMETRO DE LA CAZOLETA	DIÁMETRO DEL PISTÓN	DIÁMETRO DEL PERNO TIPO PIN	ALTURA DEL PERNO TIPO PIN	PERNOS INFERIORES
	N <sub>56-Solism</sub> (kN)	V <sub>56-Solism</sub> (kN)	N <sub>56-ELU</sub> (kN)	V <sub>56-ELU</sub> (kN)	N <sub>56-SLE</sub> (kN)	V <sub>56-SLE</sub> (kN)	Do x Do x Htot (mm)	W <sub>net</sub> (kg)	Do (mm)	D' (mm)	D <sub>pin</sub> (mm)	t <sub>pin</sub> (mm)	Nº d <sub>Dow,inf</sub> (mm)
TPF 500/50	340	50	500	25	360	20	175 x 175 x 50	10	175	170	20	15	2 30
TPF 1000/100	670	100	1000	50	720	40	235 x 235 x 50	16	235	230	20	15	2 30
TPF 1500/150	1000	150	1500	75	1080	50	255 x 255 x 59	23	255	250	30	15	4 30
TPF 2000/200	1340	200	2000	100	1430	70	305 x 305 x 59	30	305	300	30	15	4 30
TPF 2500/250	1670	250	2500	125	1790	90	315 x 315 x 64	35	315	310	40	15	4 30
TPF 3000/300	2000	300	3000	150	2150	100	340 x 340 x 64	40	340	330	40	15	4 30
TPF 3500/350	2340	350	3500	175	2500	120	375 x 375 x 69	51	375	360	40	15	4 30
TPF 4000/400	2670	400	4000	200	2860	140	395 x 395 x 73	61	395	375	40	16	4 40
TPF 4500/450	3000	450	4500	225	3220	150	420 x 420 x 72	67	420	400	50	15	4 40
TPF 5000/500	3340	500	5000	250	3580	170	445 x 445 x 82	84	445	420	50	16	4 40
TPF 6000/600	4000	600	6000	300	4290	200	480 x 480 x 90	111	480	450	50	18	4 50
TPF 7000/700	4670	700	7000	350	5000	240	515 x 515 x 94	128	515	480	60	18	4 50
TPF 8000/800	5340	800	8000	400	5720	270	555 x 555 x 93	147	555	510	60	20	4 50
TPF 9000/900	6000	900	9000	450	6430	300	595 x 595 x 107	202	595	545	70	19	4 60
TPF 10000/1000	6670	1000	10000	500	7150	340	630 x 630 x 107	221	630	570	70	21	4 60
TPF 11000/1100	7340	1100	11000	550	7860	370	655 x 655 x 111	245	655	595	70	22	4 60
TPF 12000/1200	8000	1200	12000	600	8580	400	685 x 685 x 130	318	685	620	70	24	4 60
TPF 13000/1300	8670	1300	13000	650	9290	440	710 x 710 x 119	300	710	640	80	23	4 60
TPF 14000/1400	9340	1400	14000	700	10000	470	755 x 755 x 133	393	755	680	80	24	4 70
TPF 15000/1500	10000	1500	15000	750	10720	500	770 x 770 x 133	406	770	690	80	25	4 70
TPF 16000/1600	10670	1600	16000	800	11430	540	790 x 790 x 132	421	790	705	90	24	4 70
TPF 17000/1700	11340	1700	17000	850	12150	570	820 x 820 x 140	476	820	730	90	26	4 70
TPF 18000/1800	12000	1800	18000	900	12860	600	850 x 850 x 140	528	850	755	90	27	4 90
TPF 19000/1900	12670	1900	19000	950	13580	640	870 x 870 x 149	591	870	770	90	28	4 90
TPF 20000/2000	13340	2000	20000	1000	14290	670	890 x 890 x 148	601	890	790	90	29	4 90
TPF 22500/2100	15000	2100	22500	1050	16080	700	985 x 985 x 158	772	985	880	100	28	4 90
TPF 25000/2200	16670	2200	25000	1100	17860	740	990 x 990 x 177	883	990	880	100	29	4 90
TPF 27500/2300	18340	2300	27500	1150	19650	770	1035 x 1035 x 167	882	1035	920	100	30	4 90
TPF 30000/2400	20000	2400	30000	1200	21430	800	1070 x 1070 x 176	991	1070	950	100	31	4 90
TPF 32500/2500	21670	2500	32500	1250	23220	840	1115 x 1115 x 176	1063	1115	990	110	30	4 90
TPF 35000/2600	23340	2600	35000	1300	25000	870	1210 x 1210 x 185	1292	1210	1090	110	31	4 90
TPF 37500/2700	25000	2700	37500	1350	26790	900	1220 x 1220 x 185	1313	1220	1090	110	32	4 90
TPF 40000/2800	26670	2800	40000	1400	28580	940	1275 x 1275 x 195	1505	1275	1140	110	33	4 90
TPF 45000/3200	30000	3200	45000	1600	32150	1070	1340 x 1340 x 203	1731	1340	1190	120	34	4 100
TPF 50000/3500	33340	3500	50000	1750	35720	1170	1385 x 1385 x 223	2067	1385	1240	130	34	4 100
TPF 55000/3900	36670	3900	55000	1950	39290	1300	1450 x 1450 x 223	2234	1450	1290	130	37	4 100
TPF 60000/4200	40000	4200	60000	2100	42860	1400	1505 x 1505 x 230	2485	1505	1340	140	37	4 100
TPF 65000/4600	43340	4600	65000	2300	46430	1540	1570 x 1570 x 249	2956	1570	1390	140	42	8 90
TPF 70000/4900	46670	4900	70000	2450	50000	1640	1625 x 1625 x 248	3110	1625	1440	150	42	8 90
TPF 75000/5300	50000	5300	75000	2650	53580	1770	1685 x 1685 x 256	3456	1685	1490	160	42	8 90
TPF 80000/5600	53340	5600	80000	2800	57150	1870	1745 x 1745 x 257	3679	1745	1540	160	44	8 90
TPF 90000/6300	60000	6300	90000	3150	64290	2100	1860 x 1860 x 279	4592	1860	1640	180	44	8 100

### 3.5 MATERIALES

El tablero se construirá con los siguientes materiales y coeficientes de seguridad.

ACERO ESTRUCTURAL: S355 J2W  $\gamma_s = 1,10$

HORMIGÓN: HA-35/F/20IIb  $\gamma_c = 1,50$

ACERO ARMADURAS: B 500 SD  $\gamma_s = 1,15$

Para el cálculo de la sección mixta se ha obtenido el coeficiente de equivalencia  $n$ .

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210.000 \text{ MPa}}{34.990 \text{ MPa}} = 6$$

## 4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS COMPARADOS

Los procedimientos constructivos comparados son la ejecución vano a vano y por empuje del dintel. Son los dos procedimientos más adecuados para la construcción de este viaducto dadas las luces iguales de los vanos, la cota del tablero respecto al terreno y la curvatura constante del trazado.

La altura de las pilas permite izar las jácenas con grúa durante de construcción vano a vano. Por otro lado, la curvatura constante y que la mayoría de vanos tengan la misma luz permite el empuje del tablero.

### 4.1 EMPUJE DEL DINTEL

La construcción por empuje consiste en construir el puente por dovelas junto a un estribo (el de menor cota) y posteriormente empujar las dovelas ya ejecutadas y construir las siguientes. En el caso de un puente mixto bijácena será la sección de acero la que se lance para reducir el equipo necesario para el empuje. Las losas se hormigonarán una vez el tablero metálico se encuentre en su posición definitiva, y éste resistirá el peso de las prelosas y el hormigón fresco.

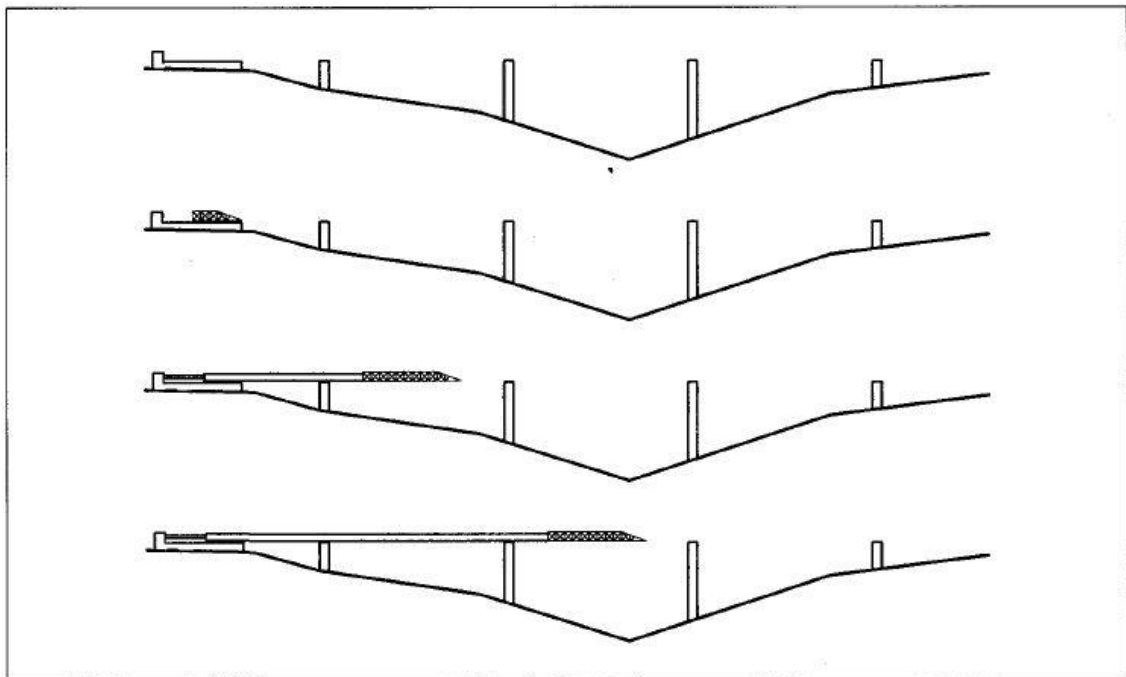


Figura 8. Esquema de la construcción por empuje del dintel. Fuente: Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales. Figura 14.

El lanzamiento del tablero implica que todas las secciones pasen por distintas posiciones, por lo que todas se verán sometidas a momentos flectores positivos y negativos. Las dimensiones de las platabandas de cada tipo de sección se adecuan a un signo de la flexión, siendo las platabandas que teóricamente trabajan a tracción más anchas y por tanto más susceptibles de abollar al estar sometidas a compresión. Esto es especialmente importante en las platabandas inferiores, que se encuentran comprimidas en su paso sobre las pilas.

El empuje se realiza mediante unos gatos hidráulicos que elevan el tablero y otros horizontales que lo empujan. Los gatos verticales se colocan bajo las almas de las jácnas y ejercen una fuerza igual a la reacción en la pila para izar el tablero, de esta forma el tablero apoya sobre los gatos en vez de sobre las pilas. En la superficie de contacto entre la platabanda inferior de las jácnas y los gatos se introduce una banda de teflón para reducir el rozamiento en la superficie de contacto. El teflón es un material con un coeficiente de rozamiento muy pequeño que además es inversamente proporcional a la tensión de compresión en la superficie de contacto. Esta banda de teflón reduce la fuerza horizontal necesaria para empujar el tablero.

En el empuje sobre el primer vano no es posible realizar la operación anteriormente descrita por la falta de espacio en el estribo para el equipo de empuje. En lugar de empujar el tablero se tira de él hasta alcanzar la primera pila.

El procedimiento de empuje requiere un parque de prefabricación junto a uno de los estribos. Éste suele ser el estribo a mayor cota para facilitar el empuje. En este parque se armarán las jácnas, soldarán los pernos y se unirán al anterior tramo ejecutado.

La longitud mínima del parque está limitada por la estabilidad del tablero durante el empuje sobre el primer vano. El pico de lanzamiento y el tablero se encuentran en voladizo y la longitud del tablero metálico en el parque debe hacer de contrapeso para compensar el momento volcador.

Para reducir los esfuerzos en el tablero durante el empuje se coloca un pico de lanzamiento de acero más ligero que reduce los esfuerzos. También se reduce la flecha del extremo en voladizo antes de llegar a la siguiente pila. La longitud del pico oscila entre el 60-70% de la luz del vano más largo. Este valor está calculado para, además de reducir los esfuerzos, tratar que la ley de momentos flectores tras el empuje sea lo más parecida posible a la de una viga continua y para que el momento máximo negativo se produzca con el vano en voladizo. La menor rigidez y peso del pico en comparación con el tablero puede hacer que si el pico es demasiado largo el momento máximo negativo se produzca con el vano apoyado en ambas pilas por la mayor carga por el peso del tablero.

El hormigonado se realiza cuando el tablero metálico se encuentra en su posición definitiva. Se diferencian las zonas de apoyo y de vano por el signo de la flexión que actúa en cada una, estando el límite a  $L/5$  de las pilas. Además, en las zonas de apoyo se disponen losas inferiores que permiten al tablero trabajar como mixto también a flexión negativa que deben ejecutarse antes que la losa superior.

## 4.2 VANO A VANO

En la construcción vano a vano los vanos se ejecutan uno a uno de manera consecutiva. Aunque la longitud construida es la de un vano, no se ejecuta entre pilas sino entre secciones de momento nulo a  $L/5$  de las pilas. Hay 3 motivos para colocar en esta sección la unión entre vanos contiguos:

- Las juntas son secciones más débiles y por ello se colocan donde los esfuerzos son mínimos.
- En tableros de hormigón pretensado se colocan placas de anclaje en las juntas entre vanos y es en las almas donde se dispone de más espacio para las placas, haciendo que el pretensado está centrado en la sección.

- Al quedar  $L/5$  en voladizo se producen las deformaciones (flecha y giro) mínimos en el extremo, facilitando el dar continuidad a las deformaciones con el siguiente vano.

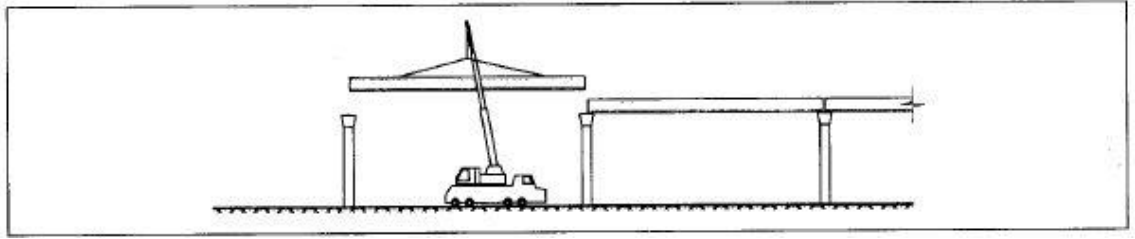


Figura 9. Izado de las vigas. Fuente: Obras de paso de nueva construcción Figura 5.

Dado que se está estudiando un puente de sección mixta, en primer lugar se colocarán las vigas metálicas y posteriormente se hormigonarán las losas. Aunque las juntas entre vanos son secciones más débiles en tableros de hormigón, en secciones de acero, si la soldadura se realiza a tope la unión es tan resistente como cualquier otra sección.

El izado de las jácenas permite comenzar a hormigonar las losas antes de completar el tablero metálico siempre que el vano a hormigonar esté suficientemente alejado del último izado. Se considera el efecto de una acción sobre un vano en los dos siguientes vanos y se pueden despreciar a partir del tercero. Por ellos se procede al hormigonado cuando se hayan izado tres vanos desde el vano a hormigonar, como se puede observar en la siguiente imagen del proceso constructivo propuesto para el viaducto.

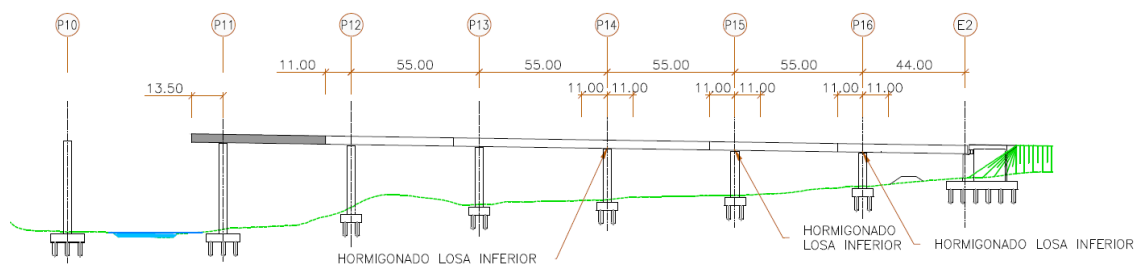


Figura 10. Fase 8: izado del vano 11 y hormigonado de la losa inferior sobre pilas 14, 15 y 16. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.



## 5. MODELOS EMPLEADOS

A continuación, se describen los dos modelos empleados en el estudio. Para ello se ha empleado el software SAP2000.

Un modelo simula la construcción por empuje del dintel y el otro la construcción vano a vano izando el tablero metálico mediante grúa.

En ambos modelos se han considerado tres posibles órdenes de las fases de hormigonado:

- ORDEN 1: losa inferior sobre pilas, losa superior en centro de vano y losa superior sobre pilas.
- ORDEN 2: losa inferior sobre pilas, losa superior sobre pilas y losa superior en centro de vano.
- ORDEN 3: losa superior en centro de vano, losa inferior sobre pilas y losa superior sobre pilas.

El tablero ha sido modelizado mediante barras (elemento tipo *frame*) dado que la única acción en fase de construcción es el peso propio de la estructura y éste produce flexión  $M_y$  y cortante  $V_z$  (llamados en el SAP2000 M3 y V2 respectivamente).

La longitud del tablero se ha dividido en segmentos de igual sección, ya que la sección del mismo tiene hasta 11 variantes. La geometría de la losa superior y el canto de la bijnacena metálica se mantienen constantes, sin embargo, existen variaciones como espesores de chapas, ancho de las platabandas y la existencia o no de losa inferior (con tres cantos distintos de losa).

A esta división se le añade la de las zonas de apoyo y de vano colocadas a  $L/5$  de las pilas para diferenciar entre ellas en las distintas fases de hormigonado.

Las secciones asignadas al tablero son las de la bijnacena de acero, a la que posteriormente se añade el peso las losas como cargas uniformemente distribuidas. La siguiente tabla muestra los valores de la carga para los distintos cantos de losa.

SECCIÓN	ESPESOR [cm]	AREA [m <sup>2</sup> ]	q [kN/m]
PRELOSA	8	0,464	11,37
S1	-	-	-
S2	-	-	-
S3	35	1,916	46,94
S3b	45	2,596	63,60
S4	45	2,596	63,60
S4b	35	1,916	46,94
S5	55	3,276	80,26
S5b	45	2,596	63,60
S5c	55	3,276	80,26
S6	-	-	-
S7	-	-	-

Tabla 2. Peso propio de cada espesor de losa inferior.

SECCIÓN	ESPESOR [cm]	AREA [m <sup>2</sup> ]	q [kN/m]
TODAS	44	4,887	119,73



Tabla 3. Peso propio de la losa superior.

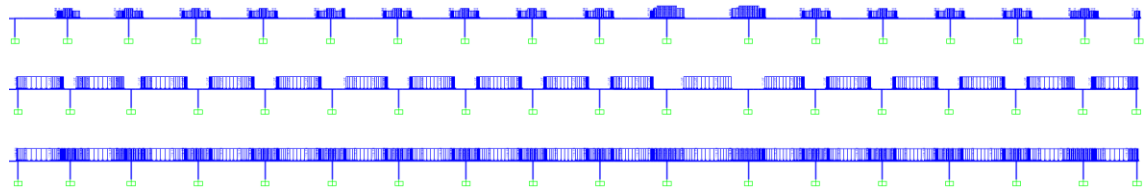


Figura 11. Cargas por peso propio de losa inferior (arriba), prelasas (abajo) y losa superior (abajo).

Los pilares se han modelizado también con elementos tipo *frame*, a los que se les ha asignado la sección de la pila correspondiente. Las pilas se encuentran empotradas en la base y solamente reciben axial de compresión del tablero, para simular el apoyo del tablero sobre las pilas mediante aparatos de apoyo tipo POT.

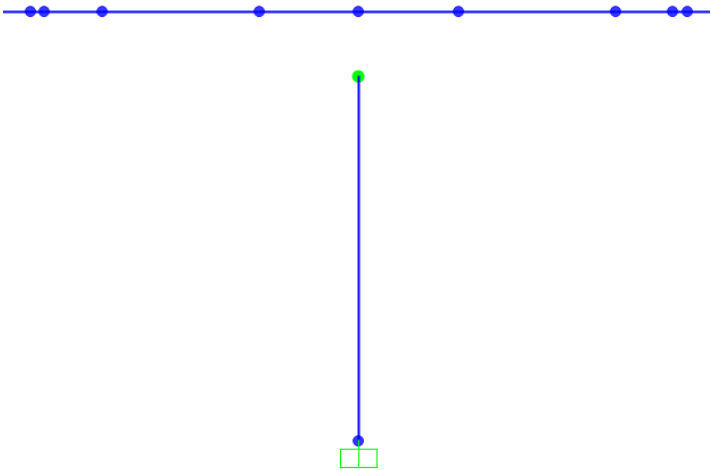


Figura 12. Condición de contorno de las pilas.

Assign Frame Releases and Partial Fixity

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 kN/m
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 kN/m
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 kN-m/rad
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 kN-m/rad
Moment 33 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		0 kN-m/rad

Clear All Releases in Form

OK Close Apply

Figura 13. Esfuerzos transmitidos en la unión entre pila y tablero.

Mediante *releases* en la cabeza de las pilas se han liberado a flexión y cortante, pero para evitar que el tablero pueda producir exiles de tracción en las pilas a éstas se les ha añadido un límite de la tensión de tracción de 0 kN/m<sup>2</sup>.

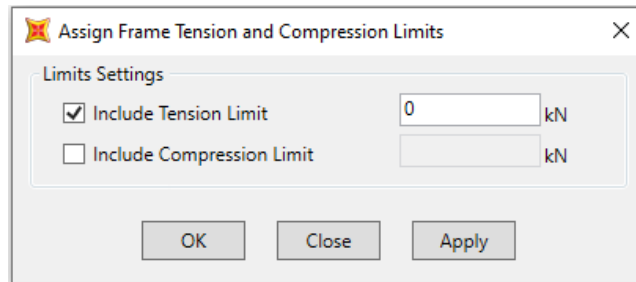


Figura 14. Tensión límite a tracción en las pilas.

## 5.1 MODELO DE EMPUJE

Para modelar el proceso del empuje del tablero metálico se ha creado un caso de carga de construcción evolutiva (*staged construction*) que cuenta con 34 fases, dos por cada vano del viaducto.

En las fases impares se añade un vano al modelo simulando la posición en voladizo del tablero antes de apoyar sobre la siguiente pila. En las fases impares se añade la pila sobre la que apoya el vano añadido en la fase anterior.

Dado que la cabeza de la pila añadida se encuentra en la posición del tablero deformado, es necesario añadir una acción que haga que la flecha en la pila sea nula, de manera que exista una reacción en la pila y aparezcan momentos flectores positivos. Esta carga se ha introducido como un desplazamiento vertical de la base de la pila de mismo valor y sentido opuesto a la flecha del extremo del tablero en voladizo.

Junto al estribo 1 (izquierdo) se ha colocado el parque de prefabricación para evitar el vuelco del tablero durante el empuje sobre el primer vano.

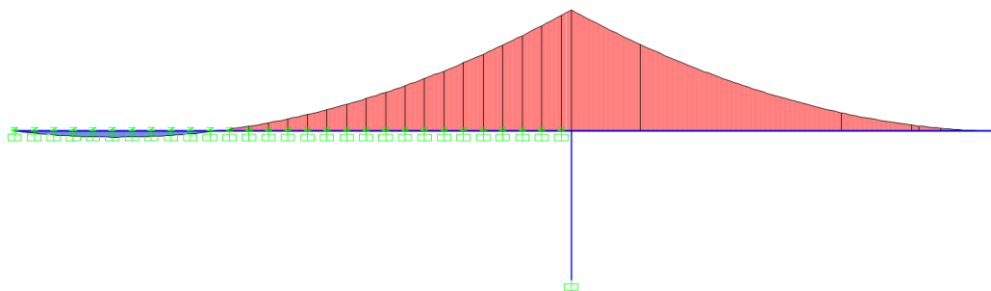


Figura 15. Ley de momentos en el empuje sobre el vano 1.

### 5.1.1 LONGITUD DEL PARQUE DE PREFABRICACIÓN

En el modelo se ha añadido la longitud necesaria del parque de prefabricación para evitar el vuelco del tablero en su posición en voladizo antes de apoyar sobre la primera pila.

$$q_{\text{tablero}} = 0,341\text{m}^2 \cdot 76,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 26,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{pico} = 8,79 \frac{kN}{m}$$

$$M_{volcador} = 8,79 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(43m)^2}{2} = 8.126,4 kNm$$

$$M_{estabilizador} = 26,24 \frac{kN}{m} \cdot \frac{L^2}{2}$$

Se ha considera un factor de seguridad al vuelco de 1,50.

$$M_{estabilizador} \geq 1,50 \cdot M_{estabilizador}$$

$$L \geq \sqrt{\frac{1,50 \cdot M_{volcador} \cdot 2}{q_{tablero}}} = 30,5m \approx 35m$$

## 5.2 MODELO DE CONSTRUCCIÓN VANO A VANO

Se ha creado un caso de carga de simula fase por fase el procedimiento constructivo detallado en los planos del viaducto. En este procedimiento el hormigonado de las losas comienza antes de terminar con el izado de todos los vanos metálicos, y se empieza desde el estribo sur, situado a menor cota.

El tablero de acero se iza en tramos de un vano de longitud, pero se colocan entre secciones momento nulo a L/5 de las pilas.

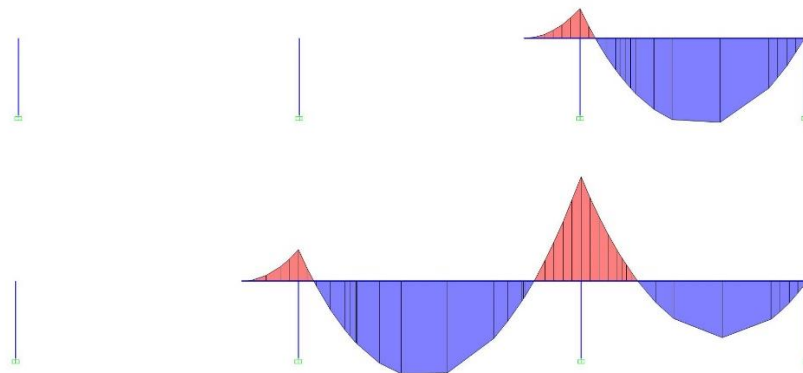


Figura 16. Ley de momentos flectores en el izado del tablero metálico.

En las primeras fases solamente se izan vanos, hasta la fase 8 en la que empieza el hormigonado porque se han izado suficientes vanos como para que el peso del hormigón no afecte al último vano metálico colocado.

Partiendo de las fases de hormigonado del proyecto original se han creado otros dos casos de cargas de construcción evolutiva cambiando el orden de dichas fases para obtener resultados de los tres órdenes de hormigonado estudiados.

## 5.3 MODELOS DEL PICO DE LANZAMIENTO

Para obtener los esfuerzos en el pico de lanzamiento para su predimensionamiento se han creado dos modelos en SAP2000, uno en el que el pico se encuentra en voladizo y otro en el

que se encuentra apoyado sobre una pila. De el primer modelo se han obtenido los esfuerzos para el la máxima flexión negativa y el segundo para la flexión positiva.

El pico consiste en una celosía metálica por lo que para modelar su posición en voladizo se han dispuesto dos apoyos en la sección de empotramiento: un apoyo simple y un apoyo que impide el desplazamiento horizontal del cordón superior.

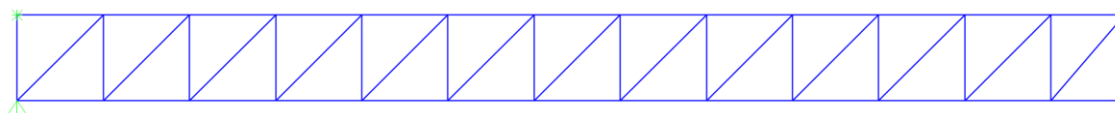


Figura 17. Modelo del pico de lanzamiento en voladizo.

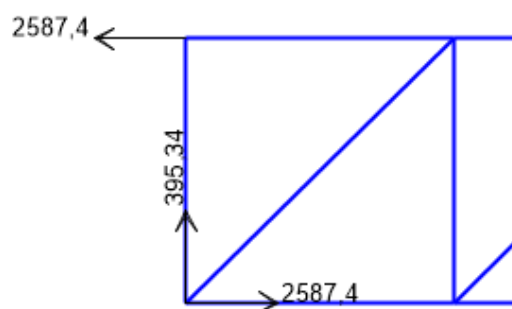


Figura 18. Reacciones en los apoyos por peso propio.

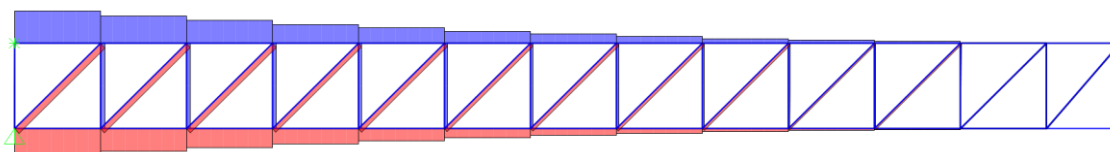


Figura 19. Esfuerzos axiales por peso propio con el pico en voladizo.

Para modelizar la posición del pico apoyado sobre la pila y sometido a la máxima flexión positiva se ha añadido el resto del tablero situado entre las dos pilas del vano de mayor luz, que se trata del vano 11 de 67 m de longitud. Puesto que el tablero se debía unir a la celosía, éste no podía modelizarse con un solo *frame* como en los otros modelos. La solución ha sido modelarlo como dos frames que tienen la mitad del peso de la sección y unos multiplicadores aplicados al área y al momento de inercia para mantener la rigidez de la sección real. Cada uno de éstos *frames* está unido a uno de los cordones de la celosía.

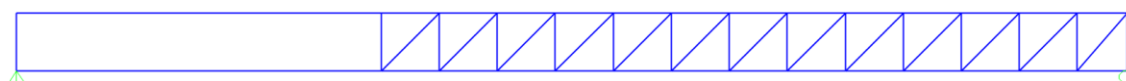


Figura 20.. Modelo del pico de lanzamiento biapoyado sobre el vano 11.

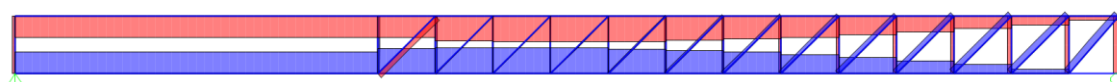


Figura 21. Esfuerzos axiales por peso propio con el pico biapoyado.

Se puede apreciar que la distribución de esfuerzos axiales en los cordones superior e inferior de la celosía se asemeja a la ley de momentos flectores de una viga biapoyada.

## 6. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

En este apartado se calculan las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones.

### 6.1 ANCHO EFECTIVO

Dada la flexibilidad de losa de hormigón no todo el ancho de la misma trabaja de forma igual. Para considerar este fenómeno de forma simplificada se considera un ancho efectivo de la losa de hormigón menor que el real en el que se asume una tensión constante.

Según el Eurocódigo 4 el ancho efectivo para el centro de vano y sobre apoyos interiores se calcula como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ci}$$

Siendo

$b_0$  la distancia entre los conectadores más externos.

$b_{ci}$  la distancia del ancho efectivo de hormigón al conectador más externo, calculado como  $L_c/8$ .

$L_c$  la distancia entre secciones de momento nulo.

Para las secciones sobre los apoyos extremos la expresión es la siguiente.

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ci}$$

Siendo

$$\beta_i = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_c}{b_{ci}} \right) \leq 1,0$$

La siguiente figura muestra el valor de  $L_c$  para distintas secciones.

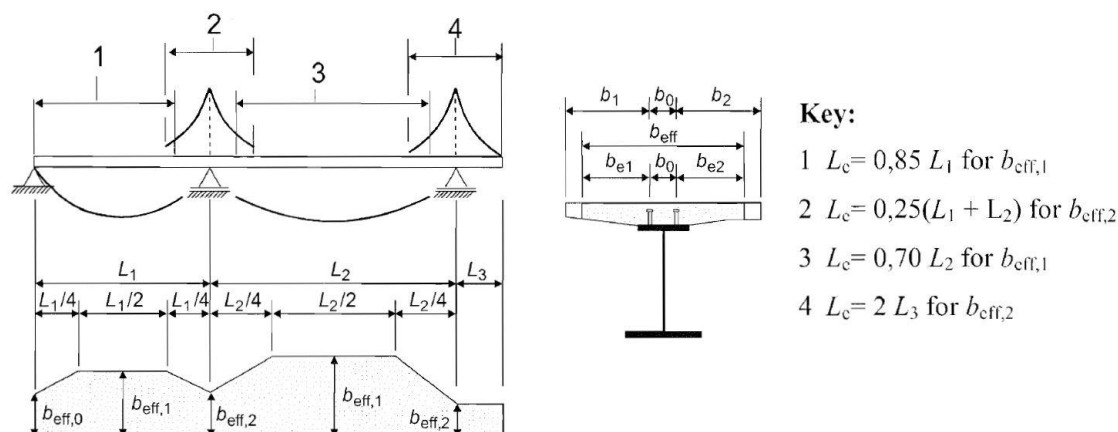


Figura 22. Vanos equivalentes para el cálculo del ancho efectivo. Fuente: EN1994 Figura 5.1.

Para las distintas secciones del tablero el valor de  $L_c$  es el indicado en la siguiente tabla.

SECCIÓN	L1	L2	Lc	bci
VANO 43 m	43 m	-	36,55 m	4,56 m
VANO 44 m	44 m	-	37,4 m	4,67 m
VANO 50 m	-	50 m	35 m	4,37 m
VANO 55 m	-	55 m	38,7 m	4,83 m
VANO 67 m	-	67 m	46,9 m	5,86 m
ESTRIBO 1	43 m	-	36,55 m	4,56 m
ESTRIBO 2	44 m	-	37,4 m	4,67 m
PILA 1	43 m	50 m	23,25 m	2,90 m
PILA 2	50 m	55 m	26,25 m	3,28 m
PILAS 10, 11	67 m	55 m	30,5 m	3,81 m
PILA 16	55 m	44 m	24,75 m	3,09 m
RESTO DE PILAS	55 m	55 m	27,75 m	3,46 m

Tabla 4. Valor de la longitud  $L_c$  para las distintas secciones del tablero.

La distancia de los pernos exteriores al borde de la platabanda varía en función de las dimensiones de las misma. Las siguientes figuras muestran la distribución de los pernos en los distintos tipos de platabandas.

PLATABANDA SUPERIOR. VANOS 1 A 10 Y 12 A 17

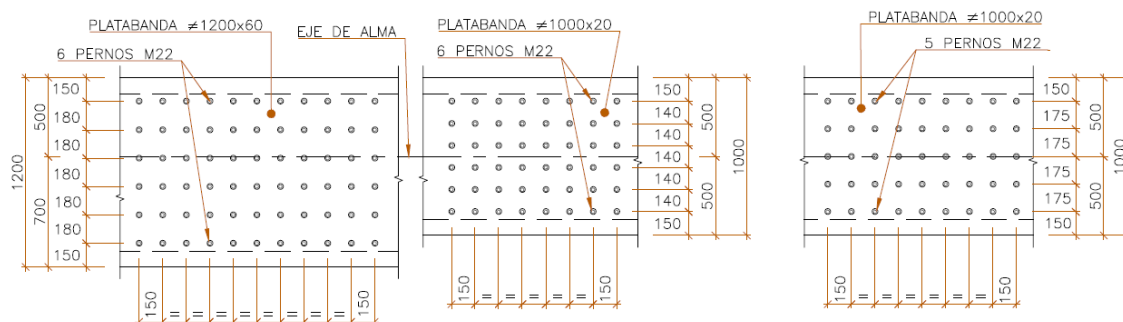


Figura 23. Distribución de pernos conectores en la platabanda superior.

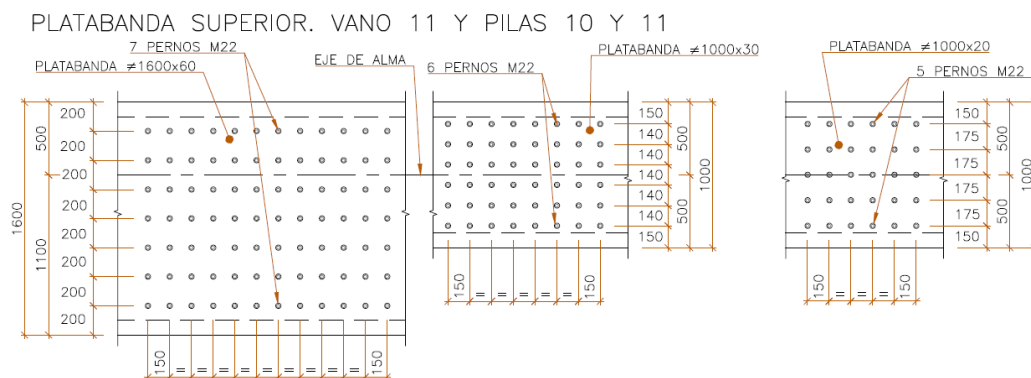


Figura 24. Distribución de pernos conectadores en la platabanda superior.

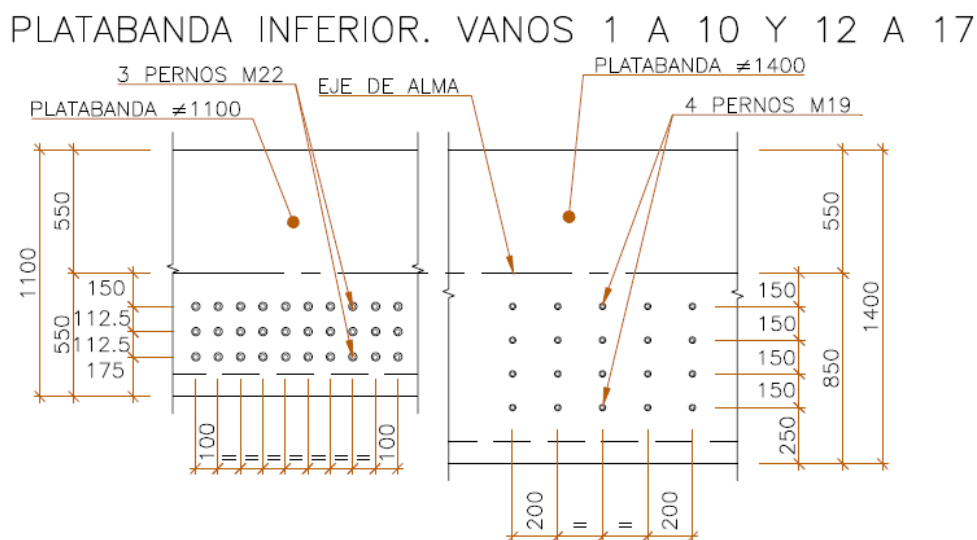


Figura 25. Distribución de pernos conectadores en la platabanda inferior.

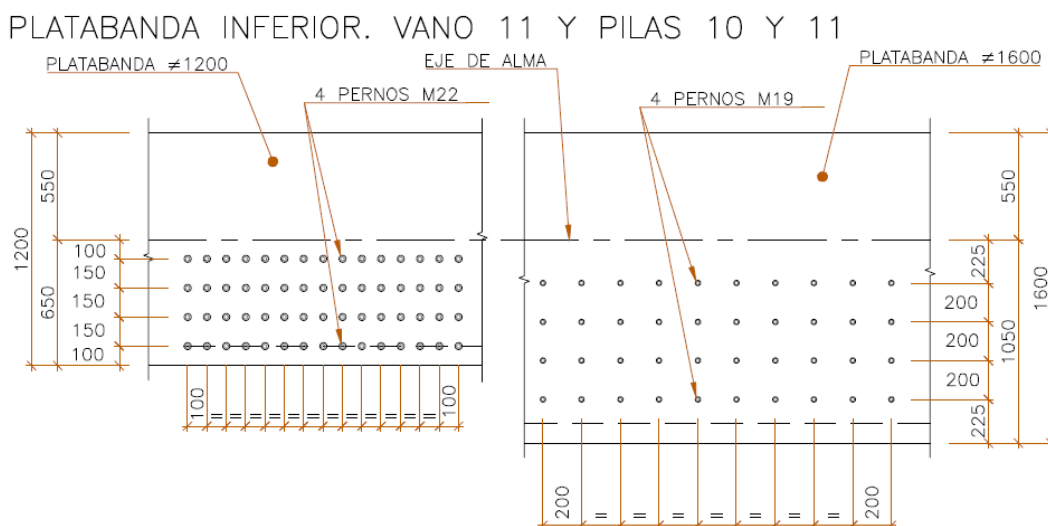


Figura 26. Distribución de pernos conectadores en la platabanda inferior.

El ancho  $b_0$  de cada tipo de sección se muestra en la siguiente tabla.

SECCIÓN	$b_{0, SUP}$	$b_{0, INF}$
S1	0,70 m	-
S2	0,70 m	-
S3/S3b	0,70 m	0,60 m
S4/S4b	0,90 m	0,375 m
S5/S5b/S5c	1,20 m	0,55 m
S6	0,35 m	-
S7	0,35 m	-

Tabla 5. Distancia entre conectadores extremos,  $b_0$ .

En la losa inferior el ancho  $b_0$  es que hay entre el perno conectador más externo y el alma de la viga.

El hormigonado de las losas se produce cuando el tablero metálico está en su posición definitiva, de forma que a cada tipo de sección se le puede asignar el valor de  $b_{ci}$  correspondiente a la posición más desfavorable en la que se puede encontrar ese tipo de sección.

SECCIÓN	$b_{0, SUP}$	$b_{0, INF}$	$b_{ci}$	$b_{eff, sup}$	$b_{eff, inf}$
S1	0,70 m	-	4,37 m	9,44 m	-
S2	0,70 m	-	4,37 m	9,44 m	-
S3 (M+)	0,70 m	0,60 m	4,37 m	9,44 m	4,97 m
S3 (M-)	0,70 m	0,60 m	3,46* m	7,62 m	4,06 m
S3b (M+)	0,70 m	0,60 m	4,37 m	9,44 m	4,97 m
S3b (M-)	0,70 m	0,60 m	3,81 m	8,32 m	4,41 m
S4/S4b	0,90 m	0,375 m	3,46* m	7,82 m	7,295 m
S5/S5b/S5c	1,20 m	0,55 m	3,81 m	8,82 m	4,36 m
S6	0,35 m	-	5,86 m	12,05 m	-
S7	0,35 m	-	5,86 m	12,05 m	-

Tabla 6. Ancho eficaz junto a cada alma de la losas superior e inferior para cada tipo de sección.

\*Sobre las pilas 1, 2 y 16 el valor de  $b_{ci}$  es menor y se usará para el cálculo de las secciones sobre dichas pilas.

Debido a la distancia entre almas y al ancho de la losa superior, si se superan los siguientes valores de ancho eficaz toda la losa es eficaz:

- LOSA SUPERIOR:  $b_{eff} \geq 7,20m$  → toda la losa superior es eficaz.
- LOSA INFERIOR:  $b_{eff} \geq 3,40m$  → toda la losa inferior es eficaz.

Esto se cumple en todas las secciones excepto en las situadas sobre las pilas 1, 2 y 16.

SECCIÓN	$b_{0, SUP}$	$b_{0, INF}$	$b_{ci}$	$b_{eff, sup}$	$b_{eff, inf}$
PILA 1 S3	0,70 m	0,60 m	2,90 m	6,50 m	3,50 m
S4	0,90 m	0,375 m	2,90 m	6,70 m	3,275 m
S4b	0,90 m	0,375 m	2,90 m	6,70 m	3,275 m
PILA 2 S3	0,70 m	0,60 m	3,28 m	7,26 m	3,88 m
S4	0,90 m	0,375 m	3,28 m	7,46 m	3,655 m
S4b	0,90 m	0,375 m	3,28 m	7,46 m	3,655 m
PILA 16 S3	0,70 m	0,60 m	3,09 m	6,88 m	3,69 m
S4	0,90 m	0,375 m	3,09 m	7,08 m	3,465 m
S4b	0,90 m	0,375 m	3,09 m	7,08 m	3,465 m

Tabla 7. Ancho eficaz junto a cada alma de la losas superior e inferior sobre las pilas 1, 2 y 16.



En la mayoría del tablero las losas superior e inferior son eficaces en todo su ancho, con las siguientes excepciones:

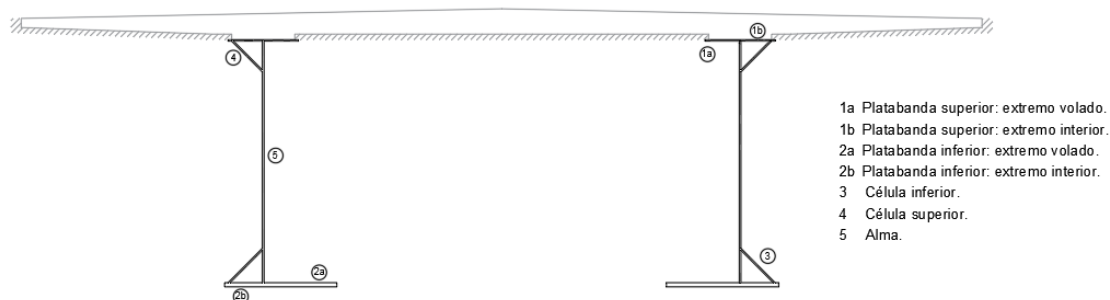
- PILA 1: Losa superior de la sección S3 y losas superior e inferior de las secciones S4 y S4b.
- PILA 16: Losa superior de las secciones S3, S4 y S4b.

## 6.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE TABLERO

Dado que se trata de una sección mixta, durante algunas fases de la construcción la sección resistente será únicamente la biéntrica metálica, en fases posteriores también trabajará la losa inferior, hasta completar la sección mixta que resistirá los esfuerzos en servicio.

Para el cálculo de las tensiones en la sección durante construcción se ha la sección íntegra de acero, sin embargo, para el cálculo en ELU ha considerado la sección eficaz en caso de secciones clase 4.

La sección metálica se compone de los siguientes elementos:



Se ha considerado que las células superior e inferior son suficientemente rígidas para considerar por separado los tramos de las almas entre las platabandas y las células y el tramo central.

La siguiente tabla muestra la clase de cada elemento de la sección para el caso de construcción por empuje del dintel.

SECCIÓN	PANELES INTERIORES						ALAS VOLADAS	
	Alma (M+)	Alma (M-)	Platabanda sup.	Célula sup.	Platabanda inf.	Célula inf.	Platabanda sup.	Platabanda inf.
S1	1	-	1*	2	1	3	1*	1**
S2	1	-	1*	2	1	3	1*	1**
S3	1	1	1*	2	1	3	1*	1*
S3b	1	1	1*	2	1	3	1*	1*
S4	-	1	1*	2	1	3	1*	1*
S4b	-	1	1*	2	1	3	1*	1*
S5	-	1	1*	2	1	3	1*	1*
S5b	-	1	1*	2	1	3	1*	1*
S5c	-	1	1*	2	1	3	1*	1*
S6	1	-	1*	2	1	3	1*	1**
S7	1	-	1*	2	1	3	1*	1**

Figura 27. Clase de sección de cada panel que forma las vigas armadas.

(\*) El panel es clase 1 por estar conectado a una losa de hormigón.

(\*\*) El panel es clase 1 porque que encuentra siempre traccionado en fase de servicio.

## 7. ABOLLADURA EN LOS PANELES

Durante el empuje de las jácenas de acero todas las secciones del tablero se ven sometidas a momentos máximos positivos y negativos. Algunos tipos de sección están diseñados para trabajar con un signo específico de la flexión y al empujar el tablero metálico puede producirse la abolladura de alguno de los paneles que forman las vigas armadas.

La abolladura se produce si la tensión de compresión alcanza el valor de la tensión crítica de abolladura del panel.

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \sigma_E$$

Siendo

$\sigma_E$  la tensión crítica de Euler.

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) \bar{b}^2}$$

$E$  el módulo elástico del acero.

$k_{\sigma}$  el coeficiente de abolladura del panel que depende de las condiciones de contorno del mismo y de la distribución de las tensiones.

$\nu$  el coeficiente de Poisson del acero,  $\nu = 0,3$ .

$t$  el espesor del panel.

$\bar{b}$  el ancho del panel.

Al estar la sección sometida a flexión únicamente respecto al eje Y, la distribución de tensiones en los paneles horizontales es uniforme.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 \rightarrow \psi = 1$$

$$k_{\sigma} = 0,43$$

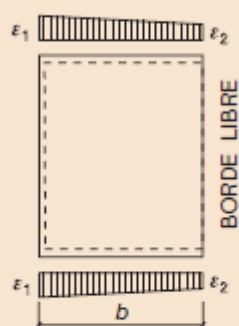
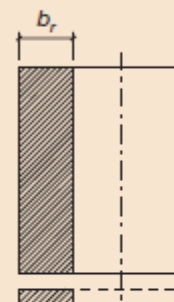
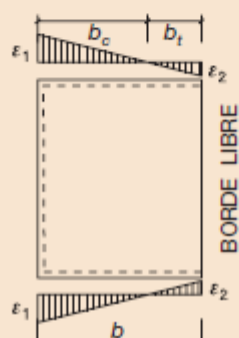
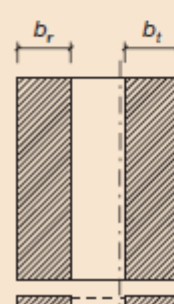
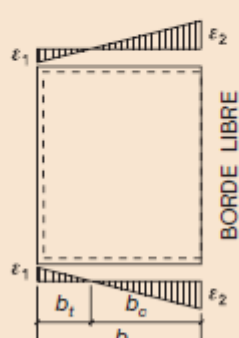
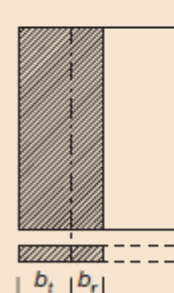
PANELES CON UN BORDE LIBRE						
Deformaciones unitarias			Anchura reducida ( $b_r$ )			
$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)						
						$b_r = \rho b$ $1 > \psi \geq 0$
						$b_r = \rho b_c = \rho \frac{b}{1 - \psi}$ $\psi < 0$
$\psi = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	$\psi > 1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
$k_\sigma$	$0,57 - \frac{0,21}{\psi} + \frac{0,07}{\psi^2}$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
$\varepsilon_1 \leq 0$ (tracción)						
						$b_r = \rho b_c$
$\psi = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}$ para $-3 \leq \psi \leq 0$			$k_\sigma = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$			

Figura 28. Coeficiente de abolladura  $k_\sigma$  para paneles con un borde libre. Fuente: EAE tabla 20.7.b.

Dado que el alma no se encuentra centrada en las platabandas superior e inferior, el ancho del panel es distinto a cada lado del alma y se ha calculado la tensión crítica para cada uno de éstos.

Las siguientes tablas muestran la tensión crítica de abolladura para los distintos tipos de sección metálica.

SECCIÓN	Platabanda inferior			Platabanda inferior		
	b	t	$\sigma_{cr}$	b	t	$\sigma_{cr}$
S1	835	30	105,3 MPa	535	30	256,6 MPa
S2	835	40	187,3 MPa	535	40	456,2 MPa
S3/S3b	835	30	105,3 MPa	535	30	256,6 MPa
S4/S4b	532,5	40	460,5 MPa	532,5	40	460,5 MPa
S5/S5b/S5c	630	50	514,1 MPa	530	50	726,4 MPa
S6	635	50	506,0 MPa	535	50	712,8 MPa
S7	1037,5	60	273,0 MPa	537,5	60	1017,0 MPa

Tabla 8. Tensión crítica de abolladura en la platabanda superior.

SECCIÓN	Platabanda superior			Platabanda superior		
	b	t	$\sigma_{cr}$	b	t	$\sigma_{cr}$
S1	485	20	138,8 MPa	495	20	133,2 MPa
S2	485	20	138,8 MPa	495	20	133,2 MPa
S3/S3b	485	20	138,8 MPa	495	20	133,2 MPa
S4/S4b	682,5	60	630,8 MPa	482,5	60	1262,0 MPa
S5/S5b/S5c	1080	60	251,9 MPa	480	60	1275,2 MPa
S6	485	30	312,3 MPa	485	30	312,3 MPa
S7	487,5	20	137,4 MPa	487,5	20	137,4 MPa

Tabla 9. Tensión crítica de abolladura en la platabanda inferior.

Conociendo la tensión crítica de cada tipo de sección se ha calculado el momento flector que las produce y se ha comparado con los esfuerzos máximos durante el empuje del tablero metálico.

Platabanda superior:

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{cr} I}{(3,51m - z_G)}$$

Platabanda inferior:

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{cr} I}{-z_G}$$

Se ha tomado la compresión como signo positivo de la tensión porque es ésta la que produce la abolladura.

SECCIÓN	$\sigma_{cr}$	$M_{cr}$	$M_{max}$
S1	105,3 MPa	-41.346 kNm	-49.536 kNm
S2	187,3 MPa	-105.993 kNm	-49.536 kNm
S3/S3b	105,3 MPa	-41.346 kNm	-49.536 kNm
S4/S4b	460,5 MPa	-203.980 kNm	-49.536 kNm

S5/S5b/S5c	514,1 MPa	-286.234 kNm	-49.536 kNm
S6	506,0 MPa	-253.282 kNm	-49.536 kNm
S7	273,0 MPa	-158.864 kNm	-49.536 kNm

Tabla 10. Momento crítico de abolladura y momento máximo por empuje en la platabanda inferior.

SECCIÓN	$\sigma_{cr}$	M <sub>cr</sub>	M <sub>max</sub>
S1	133,2 MPa	48.995 kNm	41.054 kNm
S2	133,2 MPa	45.796 kNm	41.054 kNm
S3/S3b	133,2 MPa	48.995 kNm	41.054 kNm
S4/S4b	630,8 MPa	406.511 kNm	41.054 kNm
S5/S5b/S5c	251,9 MPa	201.658 kNm	41.054 kNm
S6	312,3 MPa	130.096 kNm	41.054 kNm
S7	137,4 MPa	48.685 kNm	41.054 kNm

Tabla 11. Momento crítico de abolladura y momento máximo por empuje en la platabanda superior.

La platabanda inferior de las secciones S1 y S3 abolla durante la construcción. Estas secciones sólo son susceptibles de abollar durante la construcción ya que la sección S1 trabaja a flexión positiva en servicio y la sección S3 cuenta con una losa inferior que evita la abolladura de la platabanda inferior.

Para ello debe aumentarse la tensión crítica de abolladura y existen dos maneras de hacerlo.

#### AUMENTAR EL ESPESOR DE LAS PLATABANDAS

Los paneles en los que se produce la abolladura durante el empuje son aquellos con menor espesor. Aumentar el espesor de la chapa incrementa la tensión crítica de manera exponencial, ya que  $\sigma_E$  es función de  $t^2$ , al mismo tiempo que aumenta el momento de inercia de la sección reduciendo la compresión producida por la flexión.

SECCIÓN	Platabanda inferior			Platabanda inferior			M <sub>cr</sub>
	b	t	$\sigma_{cr}$	b	t	$\sigma_{cr}$	
S1	835	35	292,6 MPa	535	35	712,8 MPa	-83.271 kNm
S2	835	40	292,6 MPa	535	40	712,8 MPa	-105.993 kNm
S3/S3b	835	35	292,6 MPa	535	35	712,8 MPa	-83.271 kNm
S4/S4b	532,5	40	460,5 MPa	532,5	40	460,5 MPa	-203.980 kNm
S5/S5b/S5c	630	50	514,1 MPa	530	50	726,4 MPa	-286.234 kNm
S6	635	50	506,0 MPa	535	50	712,8 MPa	-253.282 kNm
S7	1037,5	60	273,0 MPa	537,5	60	1017,0 MPa	-158.864 kNm

Tabla 12. Tensión crítica de abolladura y el momento que la produce para la platabanda inferior.

En la tabla anterior se observa que al aumentar espesor a 35mm se evita la abolladura durante el empuje.

## CAMBIAR LA CONDICIÓN DE CONTORNO DE LOS PANELES

Los cálculos se han realizado con el panel en voladizo, siendo el coeficiente de abolladura  $k$  el menor posible. Si se colocan las células inferiores en toda la longitud del tablero a ambos lados del alma la platabanda inferior deja de tener un borde libre y su coeficiente de abolladura es el de un panel interior.

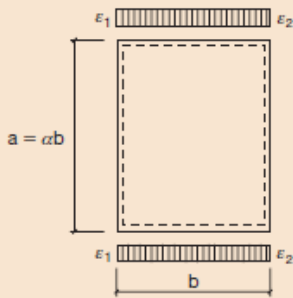

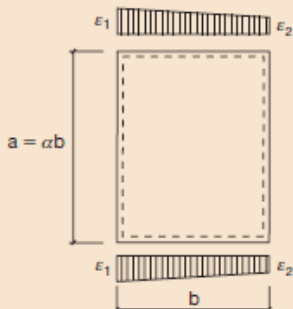
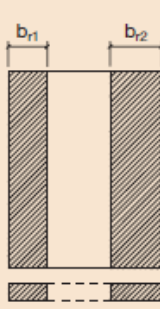
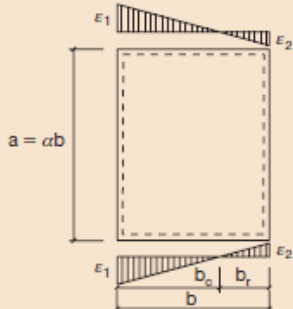
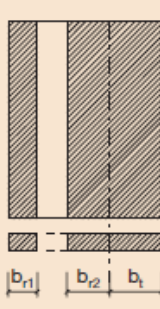
PANELES INTERIORES DE ALAS Y ALMAS						
Deformaciones unitarias				Anchura reducida ( $b_r$ )		
$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)						
				 <div><math>b_r = \rho b</math> <math>b_{r1} = 0,5b_r</math> <math>b_{r2} = 0,5b_r</math> <math>\psi = 1</math></div>		
				 <div><math>b_r = \rho b</math> <math>b_{r1} = \frac{2b_r}{5 - \psi}</math> <math>b_{r2} = b_r - b_{r1}</math> <math>0 &lt; \psi &lt; 1</math></div>		
				 <div><math>b_r = \rho b_c</math> <math>b_{r1} = 0,4b_r</math> <math>b_{r2} = 0,6b_r</math> <math>\psi &lt; 0</math></div>		
$\psi = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -5$
$k_\sigma$	$\alpha \geq 1$	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9
	$\alpha < 1$	$\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,05}{1,05 + \psi}$				

Figura29 Coeficiente de abolladura  $k_\sigma$  para paneles interiores. Fuente: EAE tabla 20.7.a.

Al ser constante la compresión en todo el ancho del panel  $\psi = 1$ , y por tanto el valor del coeficiente de abolladura es  $k_{\sigma} = 4,0$ . El efecto de las células inferior aumenta el coeficiente de abolladura casi 10 veces.

Manteniendo los espesores originales la tensión de abolladura es la siguiente con un coeficiente  $k_{\sigma} = 4,0$ .

SECCIÓN	Platabanda inferior			Platabanda inferior			Mcr
	b	t	$\sigma_{cr}$	b	t	$\sigma_{cr}$	
S1	835	30	980,0 MPa	535	30	2387,2 MPa	-569.104 kNm
S2	835	40	1742,2 MPa	535	40	4243,9 MPa	-985.985 kNm
S3/S3b	835	30	980,0 MPa	535	30	2387,2 MPa	-569.104 kNm
S4/S4b	532,5	40	4283,9 MPa	532,5	40	4283,9 MPa	-2.269.584 kNm
S5/S5b/S5c	630	50	4782,1 MPa	530	50	6756,9 MPa	-3.053.506 kNm
S6	635	50	4707,1 MPa	535	50	6631,1 MPa	-2.579.083 kNm
S7	1037,5	60	2539,1 MPa	537,5	60	9460,2 MPa	-1.773.771 kNm

Tabla 13. Tensión crítica de abolladura y el momento que la produce para la platabanda inferior.

Colocando las células inferiores a ambos lados de las almas se consigue evitar la abolladura de la platabanda inferior sin aumentar el espesor de las mismas reduciendo la cantidad de acero utilizada.

En la construcción vano a vano las secciones sometidas a los momentos máximos negativos son las secciones S3, S4 y S5, colocadas sobre las pilas. En fase de servicio cuentan con una losa inferior que evita la abolladura de la platabanda inferior, pero durante la construcción pueden abollar antes de que la losa empiece a trabajar. Los momentos máximos en estas secciones antes de que el acero y el hormigón trabajen solidariamente son los siguientes:

	ORDEN 1	ORDEN 2	ORDEN 3
S3/S3b	-3.351,8 kNm	-4.229,8 kNm	-23.264,6 kNm
S4/S4b	-13.969,1 kNm	-10.162,1 kNm	-47.845,9 kNm
S5/S5b/S5c	-24.255,3 kNm	17.153,1 kNm	-62.579,9 kNm

Tabla 14. Momentos flectores negativos durante la construcción vano a vano.

Esta flexión produce las siguientes tensiones de compresión en las platabandas inferiores.

	ORDEN 1	ORDEN 2	ORDEN 3	$\sigma_{cr}$
S3/S3b	-9,2 MPa	-11,6 MPa	-64,0 MPa	105,3 MPa
S4/S4b	-27,1 MPa	-19,7 MPa	-92,7 MPa	460,5 MPa
S5/S5b/S5c	-38,5 MPa	27,3 MPa	-99,4 MPa	514,1 MPa

Tabla 15. Tensión en de compresión en la platabanda inferior durante la construcción vano a vano.

## 8. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PICO DE LANZAMIENTO

Se ha realizado el predimensionamiento de un pico de lanzamiento como una celosía metálica para que sea más ligera que el tablero de acero. El canto del pico será el mismo que el del tablero metálico: 3,51m.

La longitud del pico de lanzamiento empleado será del 65% de la luz del vano más largo, que se trata del vano 11 de 67 metros de longitud.

$$L_{pico} = 65\% \cdot L_{max} = 65\% \cdot 67m = 43,55m$$

$$L_{pico} = 45m$$

La longitud del pico se ha redondeado a 45 metros.

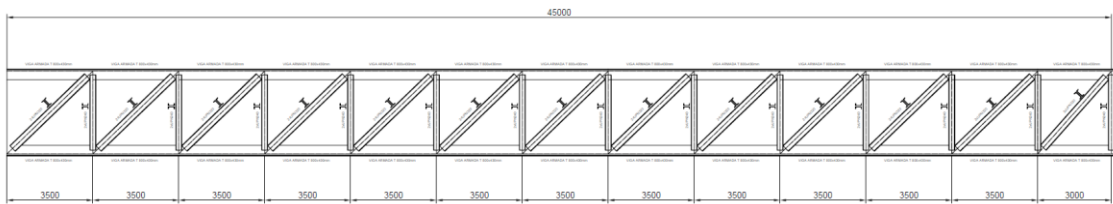


Figura 30. Perfil del pico de lanzamiento.

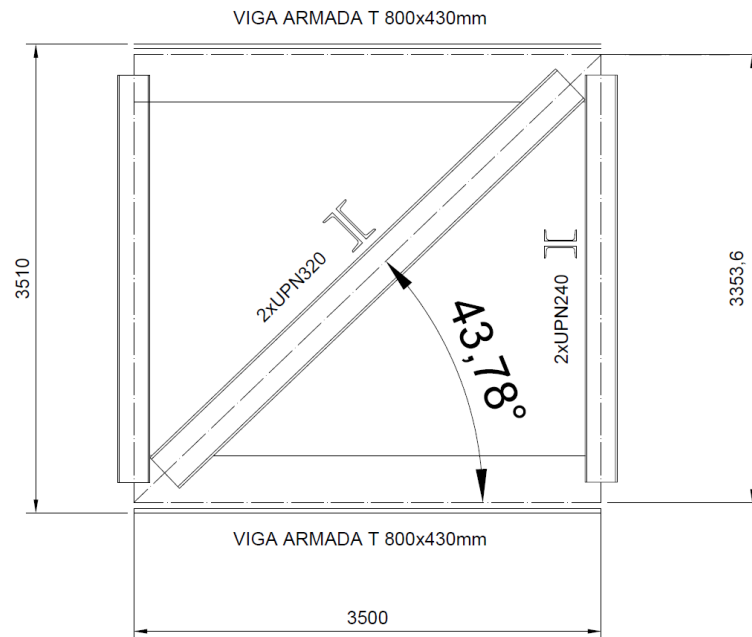


Figura 31. Sección y geometría de cordones, montantes y diagonales.

El peso del pico de lanzamiento dimensionado es de 395,34 kN como se puede observar en la siguiente figura. La carga uniforme distribuida correspondiente al pico es de 8,79 kN/m.



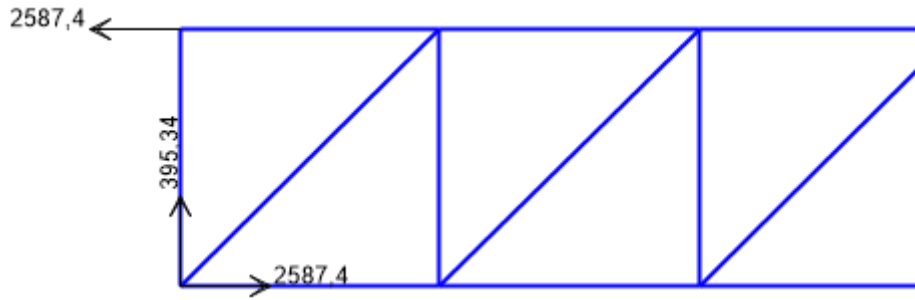


Figura 32. Reacciones en el modelo del pica en voladizo.

Se han creado dos modelos del pica de lanzamiento para obtener los esfuerzos a los que están sometidas las barras de la celosía.

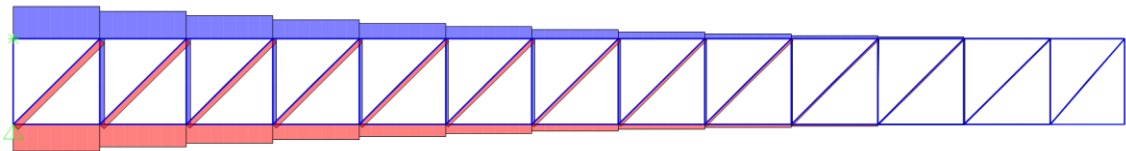


Figura 33. Esfuerzos axiales en el pica trabajando a la máxima flexión negativa.

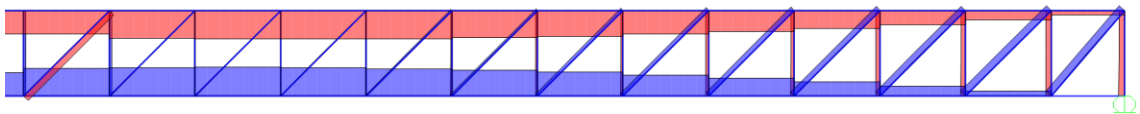


Figura 34. Esfuerzos axiales en el pica trabajando a la máxima flexión positiva.

Los esfuerzos de cálculo en la celosía son los siguientes:

- Cordones superior e inferior:  $N_{Ed} = 8.934,84kN$
- Diagonales:  $N_{Ed} = -1.906,93kN$
- Montantes:  $N_{Ed} = 1.256,65kN$

## 8.1 DIAGONALES

Se han comprobado los perfiles empleados en los Estados Límites Últimos de inestabilidad y resistencia de las secciones. Los montantes consisten en 2 perfiles UPN320 separados por el espesor del alma de los cordones. Los perfiles se unirán mediante cartelas para que trabajen como una única sección.

ELU de resistencia a compresión:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 7580mm^2 \cdot \frac{355 N/mm^2}{1,10}$$

$$N_{c,Rd} = 4.892,5kN > N_{Ed} = 1.906,93kN$$

ELU de inestabilidad:

La resistencia a pandeo se obtiene minorando la resistencia a compresión de la sección con un coeficiente de reducción  $\chi \leq 1,0$ .

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

El valor de  $\chi$  depende del coeficiente de imperfección y de la esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}$ .

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Siendo

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  el coeficiente de imperfección que depende de la curva de pandeo de la sección.

Curva de pandeo	$a_0$	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 35. Valores del coeficiente de imperfección. Fuente: EAE tabla 35.1.2.a.

Dado que la sección está formada por perfiles en U, la curva de pandeo de la sección es la c, por lo que  $\alpha = 0,49$ .

$\bar{\lambda}$  la esbeltez adimensional.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{cr}$  el axil crítico elástico.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

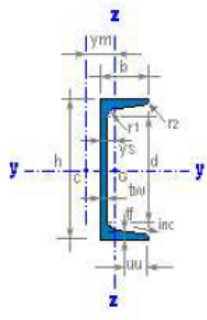
$E$  el módulo elástico del acero, 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

$L_{cr}$  la longitud de pandeo del elemento obtenido de multiplicar su longitud geométrica por un coeficiente  $\beta$  en función de las condiciones de contorno del mismo. Como la barra encuentra biarticulada se ha tomado un valor de  $\beta = 1,0$ .

$$L_{cr} = L \cdot 1,0 = 4,92m$$

El axil crítico elástico se ha calculado con la inercia en el eje débil de la sección ya que la longitud de pandeo es la misma en ambas direcciones.

### UPN 320



$h = 320 \text{ mm}$	$r_2 = 8,8 \text{ mm}$
$t_f = 17,5 \text{ mm}$	$b = 100 \text{ mm}$
$r_1 = 17,5 \text{ mm}$	$d = 246,0 \text{ mm}$
$t_w = 14,0 \text{ mm}$	

$A = 75,8 \text{ cm}^2$	$M = 59,5 \text{ kg/m}$
$I_y = 10870,0 \text{ cm}^4$	$I_z = 597,0 \text{ cm}^4$
$W_y = 679,4 \text{ cm}^3$	$W_z = 80,7 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 826,0 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 152,0 \text{ cm}^3$
$i_y = 11,98 \text{ cm}$	$i_z = 2,81 \text{ cm}$
$I_t = 66,70 \text{ cm}^4$	$I_w = 96100 \text{ cm}^6$
$AG = 16,50 \text{ m}^2/\text{t}$	$AL = 0,982 \text{ m}^2/\text{m}$
$Av_z = 47,11 \text{ cm}^2$	
$y_s = 2,60 \text{ cm}$	$y_m = 4,82 \text{ cm}$

Figura36 Propiedades geométricas y mecánicas del perfil UPN320. Fuente: Perfil CELSA.

La inercia  $I_z$  de dos perfiles UPN320 con una separación de 40mm entre almas es la siguiente.

$$I_z = 2 \cdot [I_{UPN320} + (A_{UPN320} \cdot (20\text{mm} + y_s)^2)]$$

$$I_z = 4.401,8\text{cm}^4$$

El axil crítico es:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = 3.769\text{kN}$$

La esbeltez adimensional es:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1,195$$

Con los valores de  $\bar{\lambda}$  y  $\alpha$  se calcula  $\Phi$  como:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,458$$

El valor del coeficiente de reducción  $\chi$  es:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,436$$

Por tanto, la resistencia a pandeo de la sección es la siguiente.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 2.134\text{kN} > N_{Ed} = 1.906,93\text{kN}$$

## 8.2 MONTANTES

En general se encuentran traccionados, pero al pasar sobre las pilas signo del esfuerzo cortante cambia debido a la reacción, por lo que se han dimensionado también a compresión.

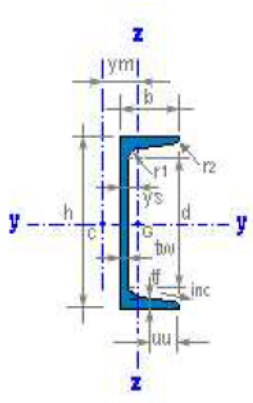
Al igual que los montantes inclinados la sección consiste en 2 perfiles UPN con una separación de 40mm entre sus almas, sin embargo, los menores esfuerzos y su menor longitud permiten emplear perfiles más pequeños: UPN240.

ELU de resistencia a compresión:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 2 \cdot 4230 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,10}$$

$$N_{c,Rd} = 2.730,27 \text{ kN} > N_{Ed} = 1.256,65 \text{ kN}$$

### UPN 240



h = 240 mm	r2 = 6,5 mm
tf = 13,0 mm	b = 85 mm
r1 = 13,0 mm	d = 184,0 mm
tw = 9,5 mm	

A = 42,3 cm <sup>2</sup>	M = 33,2 kg/m
--------------------------	---------------

Iy = 3600,0 cm <sup>4</sup>	Iz = 248,0 cm <sup>4</sup>
Wy = 300,0 cm <sup>3</sup>	Wz = 39,6 cm <sup>3</sup>
Wply = 358,0 cm <sup>3</sup>	Wplz = 75,7 cm <sup>3</sup>
iy = 9,23 cm	iz = 2,42 cm
It = 19,70 cm <sup>4</sup>	Iw = 22100 cm <sup>6</sup>
AG = 23,34 m <sup>2</sup> /t	AL = 0,775 m <sup>2</sup> /m
Avz = 23,71 cm <sup>2</sup>	

ys = 2,23 cm	ym = 4,39 cm
--------------	--------------

Figura 37. Propiedades geométricas y mecánicas del perfil laminado UPN240. Fuente: Perfil CELSA.

ELU de inestabilidad:

La resistencia a pandeo se obtiene minorando la resistencia a compresión de la sección con un coeficiente de reducción  $\chi \leq 1,0$ .

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

Como la barra encuentra biarticulada se ha tomado un valor de  $\beta = 1,0$ .

$$L_{cr} = L \cdot 1,0 = 3,50 \text{ m}$$

La inercia  $I_z$  de dos perfiles UPN240 con una separación de 40mm entre almas es la siguiente.

$$I_z = 2 \cdot [I_{UPN240} + (A_{UPN240} \cdot (20 \text{ mm} + y_s)^2)]$$

$$I_z = 2.009,7 \text{ cm}^4$$

El axil crítico es:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} = 3400kN$$

La esbeltez adimensional es:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,94$$

Con los valores de  $\bar{\lambda}$  y  $\alpha$  se calcula  $\Phi$  como:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,123$$

El valor del coeficiente de reducción  $\chi$  es:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,576$$

Por tanto, la resistencia a pandeo de la sección es la siguiente.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 1.572kN > N_{Ed} = 1.256,65kN$$

### 8.3 CORDÓN SUPERIOR E INFERIOR

Los cordones superior e inferior son los que resisten la flexión como un par de fuerzas separadas por un brazo. Ambos intercambian los esfuerzos de tracción y compresión en función del signo de la flexión por lo que se los dos se han comprobado a compresión.

Se han dimensionado como secciones armadas en T dispuestas de forma simétrica. Las dimensiones de la sección son las siguientes.

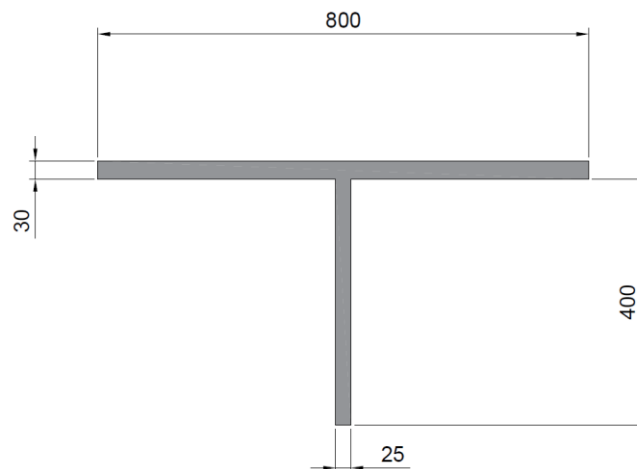


Figura 38. Sección transversal de los cordones.

Las propiedades geométricas y mecánicas de la sección son las siguientes.

$$A = 0,034 \text{ m}^2$$

$$z_G = 0,3518 \text{ m}$$

$$I_y = 0,0005 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,0013 \text{ m}^4$$

ELU de resistencia a compresión:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 34.000 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,10}$$

$$N_{c,Rd} = 10.972,72 \text{ kN} > N_{Ed} = 8.934,84 \text{ kN}$$

ELU de inestabilidad:

La resistencia a pandeo se obtiene minorando la resistencia a compresión de la sección con un coeficiente de reducción  $\chi \leq 1,0$ .

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

La longitud entre los montantes que arriostran los cordones es de 3,50m. Se ha tomado un valor de  $\beta = 1,0$  porque la unión con el montante no restringe el giro.

$$L_{cr} = L \cdot 1,0 = 3,50 \text{ m}$$

Dado que la longitud de pandeo es la misma respecto a los ejes Y y Z, se ha comprobado el pandeo respecto al eje débil:  $I_y = 0,0017 \text{ m}^4$ .

El axil crítico es:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} = 84.596,6 \text{ kN}$$

La esbeltez adimensional es:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,378$$

Al tratarse de una viga armada de acero S355 con un espesor de chapa superior a 40mm, para el pandeo respecto al eje Y la curva correspondiente es de c, por lo que  $\alpha = 0,49$ .

Con los valores de  $\bar{\lambda}$  y  $\alpha$  se calcula  $\Phi$  como:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,615$$

El valor del coeficiente de reducción  $\chi$  es:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,909$$

Por tanto, la resistencia a pandeo de la sección es la siguiente.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 9.974,12 \text{ kN} > N_{Ed} = 8.934,84 \text{ kN}$$

## 9. FISURACIÓN

Se ha calculado el incremento de momento que pueden resistir las secciones por Estado Límite de Servicio de fisuración. Para ello se han considerado las tensiones máximas permitidas por el Eurocódigo 4 – Parte 2.

Dada la clase de exposición el hormigón del tablero, IIb, la apertura máxima de fisura  $w_{max}$  es de 0,30 mm.

Clase de exposición, según artículo 8°	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>(1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F, Qa <sup>(2)</sup>	0,2	Descompresión
IIIc, Qb <sup>(2)</sup> , Qc <sup>(2)</sup>	0,1	

Tabla 16. Apertura máxima de fisura según la clase de exposición. Fuente: EHE tabla 5.1.1.2.

### 9.1 ARMADURA MÍNIMA

Según el Eurocódigo 4 la armadura mínima a disponer de la losa de una viga mixta se calcula con la siguiente expresión.

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Siendo

$f_{ct,eff}$  la resistencia a tracción del hormigón en el momento de fisuración. Cuando no se conoce la edad del hormigón al fisurar, pero sí que es menos de 28 días se puede tomar el valor conservador de 3 N/mm<sup>2</sup>.

$k$  un coeficiente que considera el efecto de las tensiones no uniformes auto equilibradas, que puede tomarse como 0,8.

$k_s$  un coeficiente que tiene en cuenta la reducción del esfuerzo axial en la losa de hormigón debida a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión, que puede tomarse como 0,9.

$k_c$  un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de las tensiones en la sección previa a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_0)} + 0.3 \leq 1.0$$

$h_c$  espesor del ala de hormigón, excluyendo nervios.

$z_0$  distancia vertical entre el centro de gravedad del ala no de hormigón no fisurada y el de la sección mixta no fisurada, calculada usando el coeficiente  $n_0$  para cargas instantáneas.

- $\sigma_s$  la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente tras la fisuración. Depende de la apertura de fisura permitida y del diámetro de las barras mostrados en la tabla 18.
- $A_{ct}$  el área de hormigón traccionado adyacente a las fisuras. Para simplificar se puede usar el área de hormigón dentro del ancho efectivo.

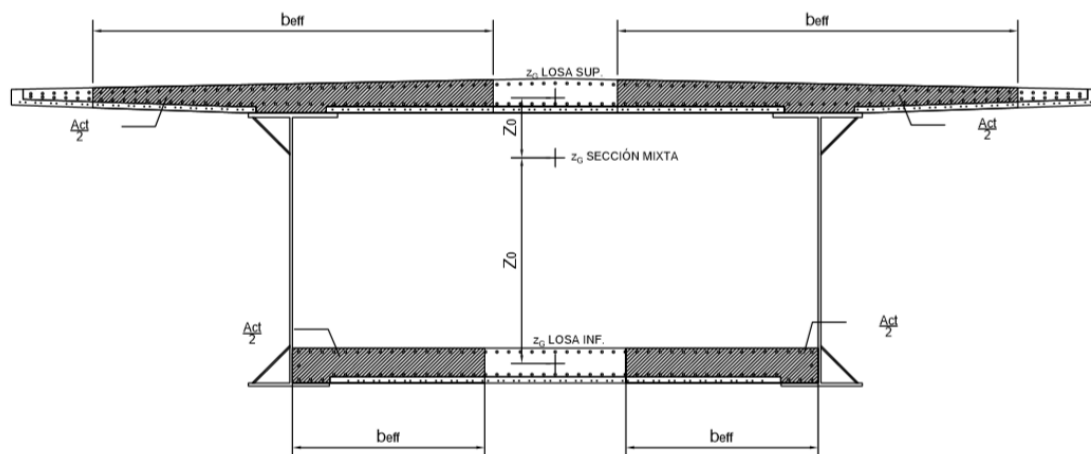


Figura 39. Croquis de las áreas  $A_{ct}$  y las distancias  $z_0$  en las losas superior e inferior.

Se ha calculado el coeficiente  $k_c$  para cada tipo de sección y para las losas superior e inferior. Los resultados se muestran en la siguiente tabla.

SECCIÓN	$Z_G$ losa sup.	$Z_G$ losa inf.	$Z_G$ sección mixta	$z_0$ sup.	$z_0$ inf.	$k_c$ sup.	$k_c$ inf.
S1	3,71 m	-	3,08 m	0,63 m	-	1	-
S2	3,71 m	-	3,05 m	0,66 m	-	1	-
S3	3,71 m	0,21 m	2,35 m	1,36 m	2,15 m	1	1
S3b	3,71 m	0,26 m	2,22 m	1,49 m	1,97 m	1	1
S4	3,71 m	0,27 m	2,26 m	1,44 m	2,00 m	1	1
S4b	3,71 m	0,22 m	2,38 m	1,33 m	2,16 m	1	1
S5	3,71 m	0,33 m	2,13 m	1,57 m	1,81 m	1	1
S5b	3,71 m	0,28 m	2,23 m	1,47 m	1,96 m	1	1
S5c	3,71 m	0,33 m	2,14 m	1,57 m	1,81 m	1	1
S6	3,71 m	-	2,95 m	0,76 m	-	1	-
S7	3,71 m	-	2,82 m	0,89 m	-	1	-

Tabla 17. Valor del coeficiente  $k_c$  para cada tipo de sección.

Dado el gran canto de la sección,  $z_0$  tiene un valor grande lo que aumenta  $k_c$  hasta el valor máximo de 1,0.

En la siguiente tabla extraída del Eurocódigo 4 se muestra el máximo diámetro de las barras de alta adherencia en función de la tracción a la que están sometidas y de la apertura máxima de fisura.



Steel stress $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Maximum bar diameter $\phi^s$ (mm) for design crack width		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabla 18. Máximo diámetro de las barras de alta adherencia. Fuente: EN1994 tabla 7.1.

Dado que la armadura ya está definida, de esta tabla se han obtenido las tracciones admisibles en las barras.

La armadura sobre las pilas es de barras  $\phi 32$  con una separación de 0,15 m tanto en la losa superior como inferior. Para las barras  $\phi 32$  la tensión máxima admisible es de 160 N/mm<sup>2</sup>.

La armadura en zonas de vano es de barras  $\phi 20$  con una separación de 0,15. Para las barras  $\phi 20$  la tensión máxima admisible no está definida para  $w_k = 0,30\text{mm}$ , así que se ha tomado de manera conservadora el valor correspondiente al diámetro  $\phi 25$ , 200 N/mm<sup>2</sup>.

SECCIÓN	$k_s$	$k_c$	$k$	$f_{ct,eff}$	$A_{ct}$	$s$	$A_s$
S1	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup>	52.776 mm <sup>2</sup>
S2	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup>	52.776 mm <sup>2</sup>
S3	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	65.970 mm <sup>2</sup>
S3b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	65.970 mm <sup>2</sup>
S4	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,740 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	63.991 mm <sup>2</sup>
S4b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,740 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	63.991 mm <sup>2</sup>
S5	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	65.970 mm <sup>2</sup>
S5b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	65.970 mm <sup>2</sup>
S5c	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	65.970 mm <sup>2</sup>
S6	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup>	52.776 mm <sup>2</sup>
S7	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	4,887 m <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup>	52.776 mm <sup>2</sup>

Tabla 19. Área mínima se acero por fisuración en la losa superior.

SECCIÓN	$k_s$	$k_c$	$k$	$f_{ct,eff}$	$A_{ct}$	$s$	$A_s$
S1	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	-	200 N/mm <sup>2</sup>	-
S2	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	-	200 N/mm <sup>2</sup>	-
S3	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,205 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	31.988 mm <sup>2</sup>
S3b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,255 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	41.127 mm <sup>2</sup>
S4	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,265 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	39.579 mm <sup>2</sup>
S4b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,215 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	30.782 mm <sup>2</sup>
S5	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,325 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	50.193 mm <sup>2</sup>

S5b	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,275 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	41.098 mm <sup>2</sup>
S5c	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	0,325 m <sup>2</sup>	160 N/mm <sup>2</sup>	50.230 mm <sup>2</sup>
S6	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	-	200 N/mm <sup>2</sup>	
S7	0,9	1,0	0,8	3 N/mm <sup>2</sup>	-	200 N/mm <sup>2</sup>	-

Tabla20 Área mínima de acero por fisuración en la losa inferior.

La armadura dispuesta de barras  $\phi 32$  y  $\phi 20$  a 0,15 m se superior a las cuantías mínimas calculadas.

- LOSA SUPERIOR SOBRE APOYO:  $\phi 32/0,15 \text{ m} = 149.590 \text{ mm}^2 > 65.970 \text{ mm}^2$
- LOSA SUPERIOR EN VANO:  $\phi 20/0,15 \text{ m} = 58.433 \text{ mm}^2 > 52.776 \text{ mm}^2$
- LOSA INFERIOR SOBRE APOYO:  $\phi 32/0,15 \text{ m} = 72.382 \text{ mm}^2 > 50.193 \text{ mm}^2$

## 9.2 CONTROL DE FISURACIÓN POR CARGAS DIRECTAS

El Eurocódigo 4 dice que si se cumple con la armadura mínima calculada en el apartado anterior puede controlarse la apertura de fisura limitando la separación entre barras tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Steel stress $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Maximum bar spacing (mm) for design crack width $w_k$		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabla21 Separación máxima entre barras. Fuente: EN1994 tabla 7.2.

La separación máxima entre barras es de 300 mm y 250 mm para las secciones armadas con  $\phi 32$  y  $\phi 20$  respectivamente.

En las losas de vigas mixtas no pretensadas la tensión en el acero se ve incrementando por la aportación del hormigón entre fisuras (*tensión stiffening*). La tensión en la armadura se puede calcular como la suma de la tensión por *tension stiffening* y la debida a los esfuerzos sobre la sección fisurada.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$

Siendo

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}$$

Donde

$\sigma_{s,0}$  es la tensión en la armadura producida por los esfuerzos que actúan en la sección sin considerar el hormigón traccionado.

$f_{ctm}$  es la resistencia media a tracción del hormigón  $f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ .

$\rho_s$  es la cuantía geométrica de la armadura  $\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}$ .

$A_{ct}$  el área de hormigón traccionado adyacente a las fisuras. Para simplificar se puede usar el área de hormigón dentro del ancho efectivo.

$A_s$  el área total de acero dentro del área efectiva  $A_{ct}$ .

$A, I$  área y momento de inercia respecto al eje Y de la sección mixta sin el hormigón traccionado.

$A_a, I_a$  área y momento de inercia respecto al eje Y de la sección parcial de acero.

	$A [m]$	$I [m^4]$	$A_a [m]$	$I_a [m^4]$	$A_{s,inf} [m^2]$	$A_{s,sup} [m^2]$	$A_{c,inf} [m^2]$	$A_{c,sup} [m^2]$
S1	1,17	1,66	0,35	0,59	0,00	0,06	0,00	4,89
S2	1,17	1,83	0,34	0,61	0,00	0,06	0,00	4,89
S3	1,17	4,94	0,35	0,59	0,07	0,06	2,37	4,89
S3b	1,17	5,74	0,35	0,59	0,07	0,06	3,05	4,89
S4	1,33	5,71	0,52	1,00	0,07	0,14	2,93	4,74
S4b	1,33	5,02	0,52	1,00	0,07	0,14	2,28	4,74
S5	1,42	6,58	0,59	1,17	0,07	0,14	3,72	4,89
S5b	1,38	5,94	0,56	1,14	0,07	0,14	3,04	4,89
S5c	1,38	6,60	0,56	1,14	0,07	0,14	3,72	4,89
S6	1,25	2,16	0,42	0,79	0,00	0,06	0,00	4,89
S7	1,24	2,67	0,41	0,75	0,00	0,06	0,00	4,89

Tabla 22. Valores de  $A$ ,  $I$ ,  $A_a$ ,  $I_a$ ,  $A_{ct}$  y  $A_s$  para cada tipo de sección.

	FLEXIÓN POSITIVA			FLEXIÓN NEGATIVA		
	$\rho_s$	$\alpha_{st}$	$\Delta\sigma_s$	$\rho_s$	$\alpha_{st}$	$\Delta\sigma_s$
S1	-	-	-	0,01	9,55	11,45 MPa
S2	-	-	-	0,01	10,15	10,77 MPa
S3	0,03	28,40	1,47 MPa	0,01	28,40	3,85 MPa
S3b	0,02	32,97	1,60 MPa	0,01	32,97	3,32 MPa
S4	0,02	14,67	3,53 MPa	0,03	14,67	2,89 MPa
S4b	0,03	12,90	3,20 MPa	0,03	12,90	3,29 MPa
S5	0,02	13,48	4,72 MPa	0,03	13,48	3,24 MPa

S5b	0,02	12,96	4,06 MPa	0,03	12,96	3,37 MPa
S5c	0,02	14,40	4,42 MPa	0,03	14,40	3,03 MPa
S6	-	-	-	0,01	8,00	13,67 MPa
S7	-	-	-	0,01	10,70	10,22 MPa

Tabla 23. Incremento de tracción por el hormigón entre fisuras  $\Delta\sigma_s$ .

Puesto que la única losa traccionada es la losa superior sobre las pilas, la fisuración solamente se producirá en las zonas de apoyo. Las tensiones en la armadura de la losa superior se han obtenido a partir de los esfuerzos y las propiedades geométricas de la sección fisurada, a las que se les ha añadido la tracción por *tension stiffening*.

	ORDEN 1		ORDEN 2		ORDEN 3	
	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]
PILA 1	3,85	- 82.493,47	3,73	- 82.556,09	3,33	- 82.493,47
PILA 2	3,85	- 82.493,47	25,34	- 71.139,32	3,31	- 82.493,47
PILA 3	3,85	- 82.493,47	28,25	- 72.244,14	3,32	- 82.493,47
PILA 4	3,85	- 82.493,47	28,39	- 72.138,14	3,33	- 82.493,47
PILA 5	3,84	- 82.497,99	23,37	- 72.179,68	3,39	- 82.366,05
PILA 6	3,87	- 82.483,55	28,36	- 72.152,36	3,32	- 82.503,21
PILA 7	3,85	- 82.493,85	28,35	- 72.156,28	3,33	- 82.472,76
PILA 8	3,85	- 82.493,53	3,85	- 82.493,47	3,43	- 82.489,25
PILA 9	3,85	- 82.493,33	3,85	- 82.493,47	3,30	- 82.493,50
PILA 10	3,85	- 82.493,45	3,85	- 82.493,47	4,35	- 82.493,40
PILA 11	3,37	- 82.615,21	17,22	- 83.361,30	5,47	- 82.608,86
PILA 12	3,85	- 82.493,47	27,60	- 72.814,24	3,32	- 82.493,68
PILA 13	3,85	- 82.493,47	28,57	- 72.090,67	3,34	- 82.492,92
PILA 14	3,85	- 82.494,42	22,89	- 72.435,61	3,47	- 82.486,87
PILA 15	3,85	- 82.491,42	29,34	- 71.878,21	3,30	- 82.493,72
PILA 16	3,85	- 82.493,48	24,85	- 71.440,90	3,22	- 82.492,87

Tabla 24. Máxima tensión de tracción e incremento de momento tras construcción por empuje del dintel.

	ORDEN 1		ORDEN 2		ORDEN 3	
	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\Delta M$ - [kNm]
PILA 1	6,65	- 169.471,04	6,65	- 169.471,04	-13,86	- 192.137,19
PILA 2	8,50	- 167.421,97	8,50	- 167.421,97	-2,03	- 179.057,07
PILA 3	8,90	- 166.978,97	8,90	- 166.978,97	4,25	- 172.118,30
PILA 4	8,46	- 167.468,16	8,46	- 167.468,16	1,31	- 175.373,20
PILA 5	8,45	- 167.474,01	8,47	- 167.454,12	2,95	- 173.550,93
PILA 6	8,92	- 166.958,80	8,91	- 166.964,53	2,95	- 173.556,80

PILA 7	8,45	- 167.474,01	8,45	- 167.472,36	2,68	- 173.855,50
PILA 8	8,41	- 167.527,49	2,92	- 173.587,81	2,89	- 173.624,13
PILA 9	9,09	- 166.774,47	2,88	- 173.631,66	2,89	- 173.624,13
PILA 10	12,49	- 144.799,41	3,24	- 153.880,41	3,24	- 153.883,63
PILA 11	3,24	- 153.884,37	12,54	- 144.753,59	12,50	- 144.794,92
PILA 12	2,89	- 173.623,85	9,08	- 166.786,00	9,09	- 166.774,36
PILA 13	2,89	- 173.624,19	8,41	- 167.523,75	8,41	- 167.527,10
PILA 14	8,45	- 167.477,46	8,24	- 167.706,02	8,45	- 167.476,21
PILA 15	8,93	- 166.949,89	8,99	- 166.883,96	8,93	- 166.950,25
PILA 16	8,43	- 167.502,42	8,41	- 167.521,68	8,43	- 167.502,32

Tabla 25. Máxima tensión de tracción e incremento de momento tras construcción vano a vano.

## 10. RESISTENCIA DEL ALMA A CARGAS CONCENTRADAS TRANSVERSALES

Las grandes cargas concentradas en los aparatos de apoyo de las pilas pueden producir la abolladura de las almas si están son demasiado esbeltas. El viaducto cuenta con marcos transversales de acero sobre las pilas que resiste estas cargas en lugar de las almas. Estos marcos también resisten la carga horizontal en caso de sismo producida por la reacción en el tope sísmico colocado en estas secciones.

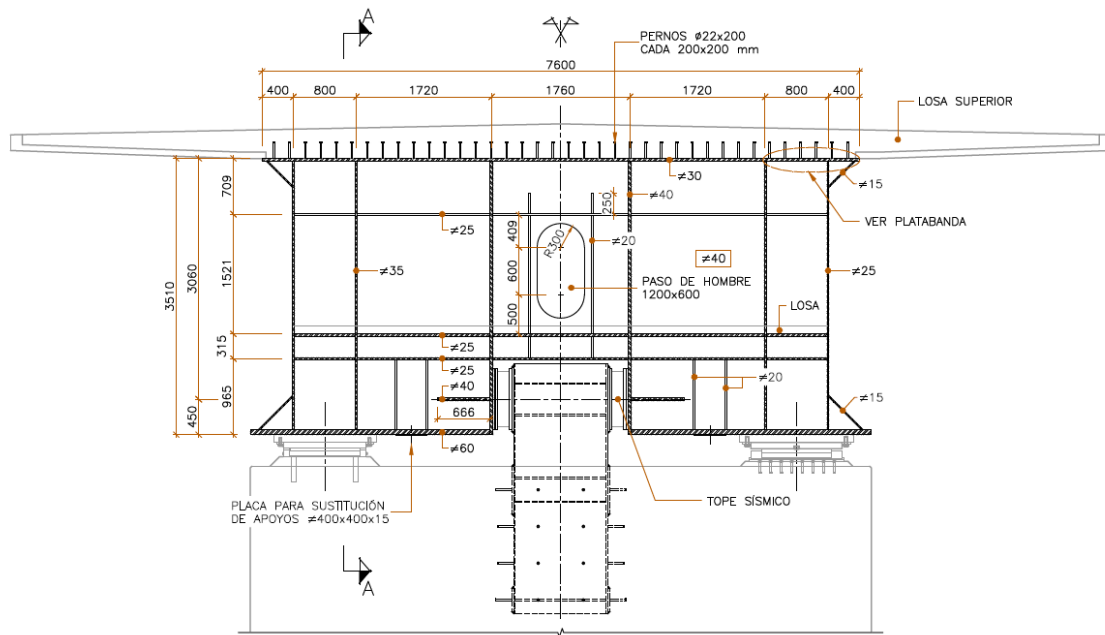


Figura 40. Alzado de los marcos transversales tipo 2 y 6. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

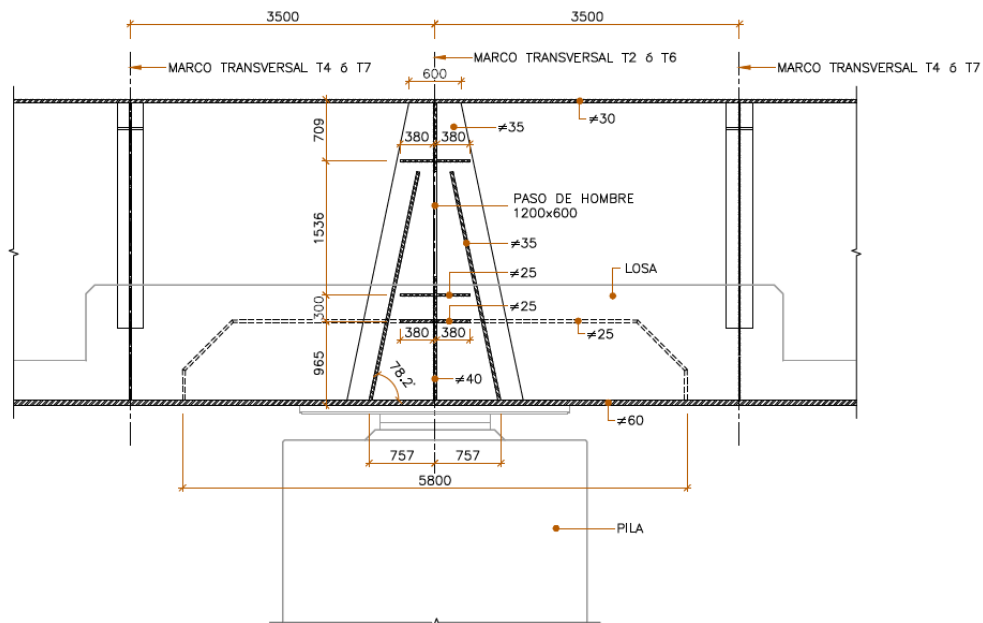


Figura 41. Perfil de los marcos transversales tipo 2 y 6. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

En la construcción vano a vano estos marcos se colocan sobre las pilas al izar las jácenas, pero en la construcción por empuje todas las secciones pasan por encima de las pilas y están sometidas a cargas concentradas.

Para aumentar en ancho en que se aplica la carga concentrada sobre las pilas, la célula inferior colocada en el lado exterior de las almas se duplica en el lado interior.

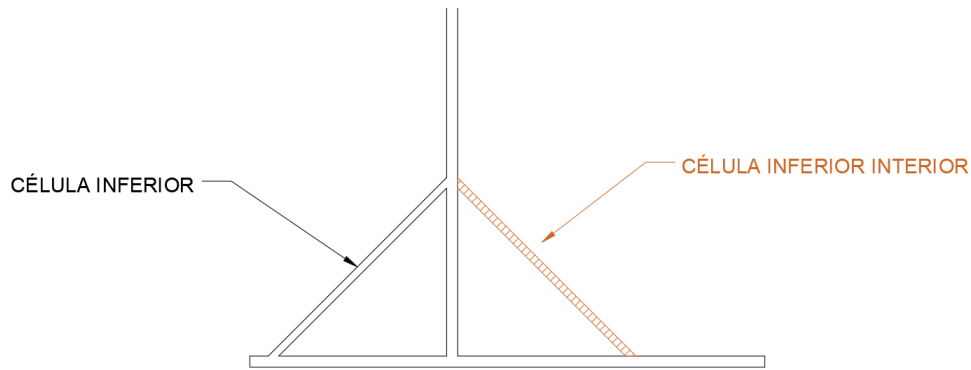


Figura 42. Célula inferior y célula inferior interior añadida para el empuje.

Se ha calculado la resistencia del alma a las cargas concentradas transversales en todos los tipos de sección para compararlo con los valores máximo de reacciones en las pilas durante el empuje del tablero metálico.

El cálculo se ha realizado según la EAE, que calcula la resistencia a cargas concentradas transversales como la resistencia a pandeo  $N_{b,Rd}$  de una sección rectangular cuya sección tiene como dimensiones el espesor del alma y la longitud efectiva de carga  $l_y$  y cuya longitud de pandeo es del canto del alma.

La esbeltez reducida del alma se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$$

Siendo

$l_y$  la longitud efectiva de la carga.

$t_w$  el espesor del alma.

$f_{yw}$  el límite elástico del acero del alma.

$F_{cr}$  carga crítica de abolladura del alma frente a cargas concentradas transversales, que se calcula como:

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F E \frac{t_w^3}{h_w}$$

El factor  $k_F$  se ha obtenido de la siguiente figura de la EAE.

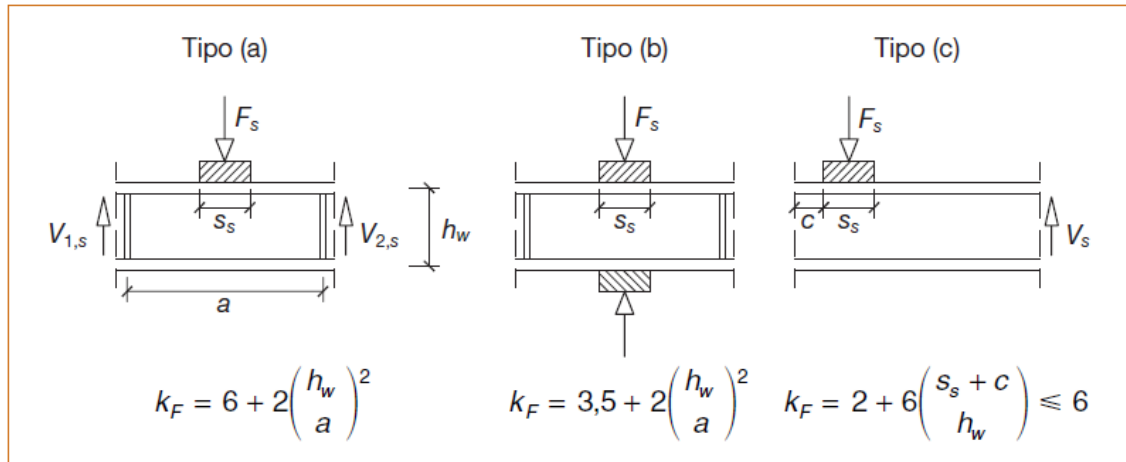


Figura 43. Coeficiente de abolladura  $k_F$ . Fuente: EAE figura 35.6.a.

El caso estudiando se corresponde con la aplicación tipo (a) de la carga, habiendo una reacción puntual en las pilas producidas por una carga lineal (el peso propio del tablero metálico) transmitida por el esfuerzo cortante hasta los apoyos.

La longitud  $a$  es la distancia entre rigidizadores transversales en el alma. Los marcos transversales repartidos en la longitud del tablero cuentan con un rigidizador transversal en cada alma y se encuentran cada 4 m.

$$a = 4m$$

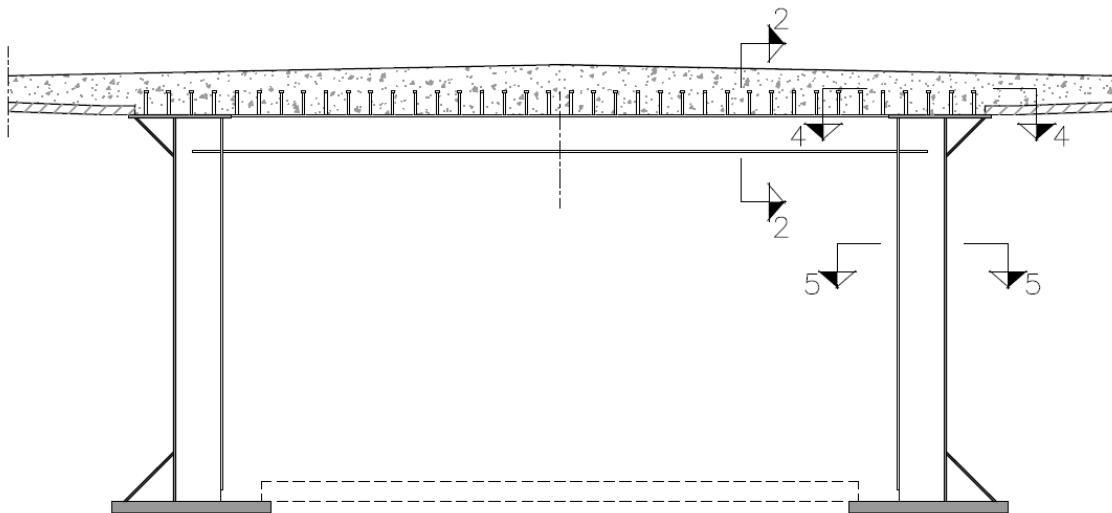


Figura 44. Alzado de los marcos transversales tipo 5 y 8. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.



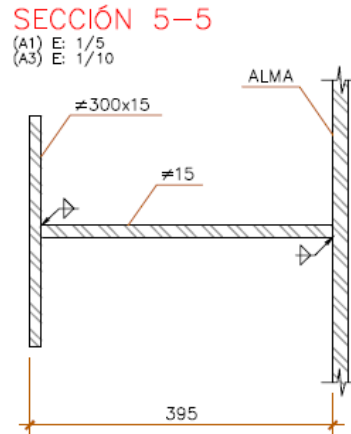


Figura 45. Sección 5-5. Fuente: Proyecto de construcción de plataforma del corredor mediterráneo de Alta Velocidad Murcia – Almería.

El coeficiente de abolladura se obtiene como:

$$k_F = 6 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2$$

A partir de coeficiente  $k_F$  y la geometría del alma se calcula la carga crítica  $F_{cr}$ .

$$F_{cr} = 0,9 \cdot k_F E \frac{t_w^3}{h_w}$$

Al tratarse un caso de aplicación tipo (a), la longitud en la que se aplica la carga  $l_y$  se calcula con la siguiente fórmula:

$$l_y = s_s + 2t_f(1 + \sqrt{m_1 + m_2})$$

Siendo

$s_s$  el ancho del ala en el que se aplica directamente la carga transversal  $h_w$ .

$t_f$  el espesor del ala.

$m_1, m_2$  parámetros adimensionales.

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w}$$

Como las jácenas metálicas son de acero S355 tanto en las alas como en las almas se puede simplificar.

$$m_1 = \frac{b_f}{t_w}$$

$$\text{si } \bar{\lambda}_F > 0,5 \quad m_2 = 0,02 \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2$$

$$\text{si } \overline{\lambda}_F \leq 0,5$$

$$m_2 = 0$$

Para el cálculo de  $m_2$  ha partido asumiendo que la esbeltez es mayor de 0,5.

La esbeltez reducida del alma se obtiene como la raíz cuadrada del cociente entre la capacidad mecánica de la longitud cargada del alma y la carga crítica.

$$\overline{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}$$

En caso de que la esbeltez sea menor o igual que 0,5 se recalcula con  $m_2 = 0$ .

La resistencia del alma a cargas concentradas se obtiene aplicando un coeficiente de reducción por abolladura  $\chi_F$  a la resistencia a compresión del alma cargada.

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \chi_F l_y t_w}{\gamma_{M1}}$$

## 10.1 RESULTADOS

### 10.1.1 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES

Se ha calculado la resistencia de las almas de los distintos tipos de sección con la geometría y con unas dimensiones del aparato de apoyo obtenidas de un catálogo comercial.

SECCIÓN	hw [mm]	tw [mm]	ly [m]	$\lambda_F$ []	F <sub>Rd</sub> (cada alma)
S1	2540	30	1,98	1,32	7.244,3 kN
S2	2525	25	2,10	1,63	5.202,4 kN
S3	2540	30	1,98	1,32	7.244,3 kN
S3b	2540	30	1,98	1,32	7.244,3 kN
S4	2495	35	2,01	1,13	10.021,4 kN
S4b	2495	35	2,01	1,13	10.021,4 kN
S5	2485	40	2,08	1,01	13.358,2 kN
S5b	2485	35	2,10	1,16	10.285,5 kN
S5c	2485	35	2,10	1,16	10.285,5 kN
S6	2510	30	2,14	1,37	7.583,0 kN
S7	2505	25	2,40	1,74	5.584,9 kN

Tabla 26. Resistencia del alma a cargas concentradas de cada tipo de sección.

### 10.1.2 REACCIONES MÁXIMAS EN EL LANZAMIENTO

Las máximas reacciones en las pilas durante el lanzamiento del tablero son las mostradas en la siguiente tabla.

	$R_{max}$
ESTRIBO 1	2.022,4 kN
PILA 1	4.418,7 kN
PILA 2	5.143,5 kN
PILA 3	5.124,5 kN
PILA 4	5.122,2 kN
PILA 5	5.110,4 kN
PILA 6	5.120,4 kN
PILA 7	5.121,6 kN
PILA 8	5.121,7 kN
PILA 9	5.435,6 kN
PILA 10	7.593,7 kN
PILA 11	5.482,8 kN
PILA 12	5.143,9 kN
PILA 13	5.122,6 kN
PILA 14	5.121,8 kN
PILA 15	5.079,3 kN
PILA 16	3.960,6 kN
ESTRIBO 2	832,0 kN

Tabla 27. Máximas reacciones en cada apoyo del viaducto durante el empuje del tablero.

La máxima reacción, y por tanto la máxima carga concentrada transversal, es de 7.593,7 kN, inferior que la resistencia de la sección con menor espesor del alma.

$$\text{Máxima reacción} = 7.593,7 \text{ kN} \rightarrow 3.796.85 \text{ kN/alma}$$

$$\text{Resistencia mínima} = 5.202,4 \text{ kN}$$

Por tanto, se garantiza que no se producirá en fallo por cargas concentradas transversales en el alma durante el empuje del tablero.

## 11. RESISTENCIA A FLEXIÓN EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Dependiendo del procedimiento constructivo empleado y del orden de hormigonado de las losas la distribución de tensiones normales en las secciones será diferente. Se han calculado estas tensiones para obtener el incremento de momento que puede resistir cada una y compararlo entre los procesos constructivos.

### 11.1 MOMENTO ELÁSTICO DE LAS SECCIONES

Dada la naturaleza evolutiva de la sección la bójacena metálica, la losa superior y la inferior empiezan a trabajar en fases distintas de la construcción, por lo que el momento elástico de la sección depende de las tensiones previas a la finalización de la sección.

A lo largo del proceso constructivo la sección pasa por 3 fases:

- FASE 1: bójacena metálica, izada o lanzada.
- FASE 2: bójacena de acero con losa inferior.
- FASE 3: sección completa, bójacena con losas superior e inferior.

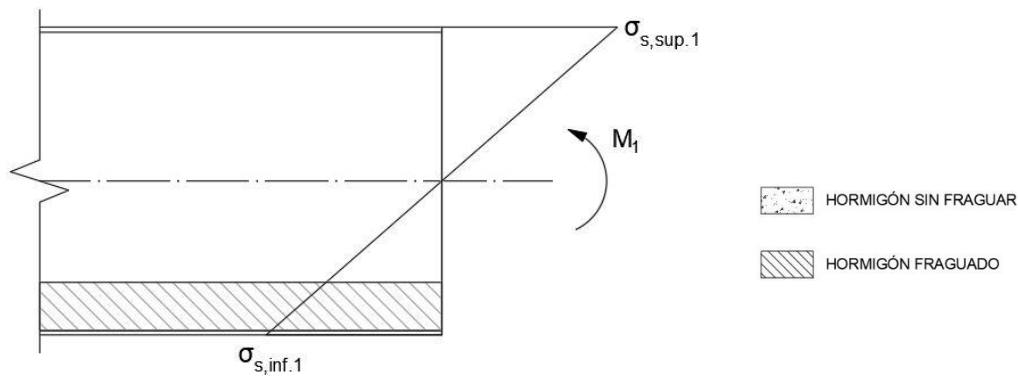


Figura 46. Distribución de tensiones normales en la sección fase 1 producidas por el momento  $M_1$ .

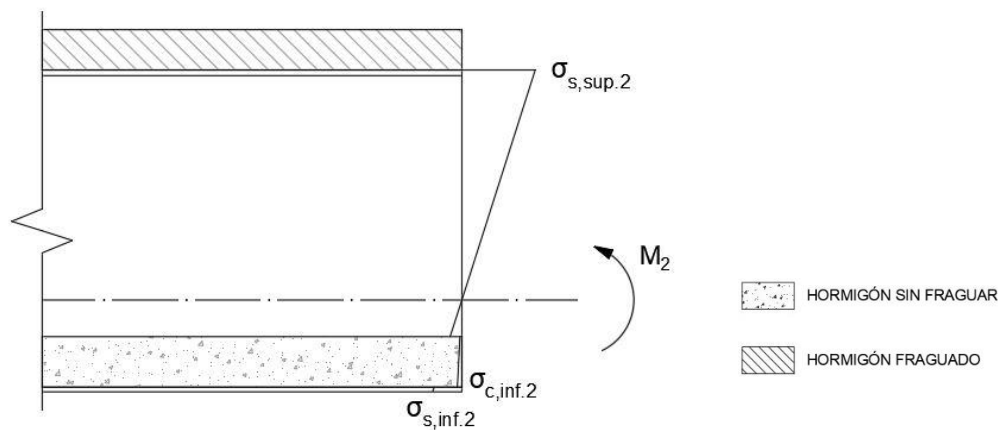


Figura 47. Distribución de tensiones normales en la sección fase 2 producidas por el momento  $M_2$ .

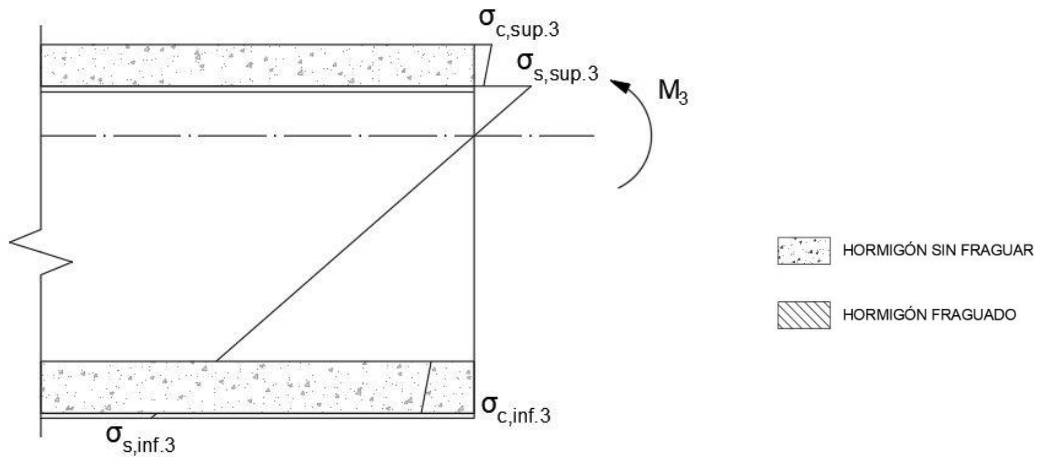


Figura 48. Distribución de tensiones normales en la sección fase 3 producidas por el momento  $M_3$ .

La bijácena metálica resiste los esfuerzos de su peso propio y el de las losas superior e inferior.

La losa inferior resiste los esfuerzos del peso de los tramos de losa inferior hormigonados posteriormente y de la losa superior.

La losa superior resiste durante la construcción el peso propio de los tramos de los hormigonados posteriormente.

Los esfuerzos con los que se ha calculado el estado tensional de la sección tras la construcción son los siguientes:

- $M_1$ : momento flector tras verter el hormigón de la losa inferior. Es el máximo momento para el que la sección resistente es solamente la bijácena.
- $M_2$ : momento flector tras verter el hormigón de la losa superior. Es el máximo momento para el que la sección resistente es la bijácena con la losa inferior.
- $M_3$ : momento flector tras la última fase de hormigonado. Es resistido por la sección completa.

Para cualquier fibra de la sección de acero la tensión normal tras la construcción se calcula con la siguiente expresión.

$$\sigma_s = \frac{M_1 \cdot (z_{G1} - z)}{I_1} + \frac{(M_2 - M_1) \cdot (z_{G2} - z)}{I_2} + \frac{(M_3 - M_2) \cdot (z_{G3} - z)}{I_3}$$

Siendo

$z_{Gi}$  la posición del centro de gravedad de la sección en la fase  $i$ .

$I_i$  momento de inercia de la sección en la fase  $i$ .

$M_i - M_{i-1}$  momento flector resistido por la sección en la fase  $i$ .

Para la losa inferior la expresión cambia porque empieza a trabajar en una fase posterior.

$$\sigma_{c,inf} = \frac{1}{n} \cdot \left[ \frac{(M_2 - M_1) \cdot (z_{G2} - z)}{I_2} + \frac{(M_3 - M_2) \cdot (z_{G3} - z)}{I_3} \right]$$

En una misma fibra la tensión es  $n$  veces inferior en el hormigón que en el acero porque es  $n$  veces menos rígido, esta es la manera en que las deformaciones permanecen planas.

Por último, la losa superior resiste las tensiones producidas tras su hormigonado.

$$\sigma_{c,sup} = \frac{1}{n} \cdot \left[ \frac{(M_3 - M_2) \cdot (z_{G3} - z)}{I_3} \right]$$

### 11.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS POR FASES

Conforme se hormigonan las losas la sección aumenta su inercia y cambia la posición de su centro de gravedad. Las propiedades no sólo cambian entre fases ya que, como las losas trabajan a compresión y su armadura a tracción, también lo hacen en función del signo de la flexión.

Con el fin de facilitar el cálculo de las propiedades de la sección en cada fase y para flexión positiva y negativa, se han calculado las propiedades de 5 elementos que forman la sección para posteriormente sumarlas como corresponda.

#### SECCIÓN FASE 1

La posición del centro de gravedad y el momento de inercia de la sección son únicamente los de la sección de acero. Al no haber ninguna losa las propiedades son las mismas tanto para flexión positiva como negativa.

$$z_G = z_{G,acero}$$

$$I = I_{acero}$$

#### SECCIÓN FASE 2

##### Flexión positiva

A flexión positiva la losa inferior está totalmente fisurada ya que la fibra neutra elástica de sección se encuentra en la sección parcial de acero.

$$z_G = \frac{z_{G,acero} \cdot A_{acero} + z_{G,arm.inf.} \cdot A_{arm.inf.}}{A_{acero} + A_{arm.inf.}}$$

$$I = I_{acero} + A_{acero} \cdot (z_G - z_{G,acero})^2 + I_{arm.inf.} + A_{arm.inf.} \cdot (z_G - z_{G,arm.inf.})^2$$

##### Flexión negativa

$$z_G = \frac{z_{G,acero} \cdot A_{acero} + z_{G,losa inf.} \cdot \frac{A_{losa inf.}}{n}}{A_{acero} + \frac{A_{losa inf.}}{n}}$$

$$I = I_{acero} + A_{acero} \cdot (z_G - z_{G,acero})^2 + \frac{1}{n} \cdot \left[ I_{losa inf.} + A_{losa inf.} \cdot (z_G - z_{G,losa inf.})^2 \right]$$

#### SECCIÓN FASE 3

La fibra neutra elástica se encuentra en la sección metálica por lo que para el cálculo a flexión no se considera la losa traccionada.

#### Flexión positiva

$$z_G = \frac{z_{G,acero} \cdot A_{acero} + z_{G,arm.inf.} \cdot A_{arm.inf.} + z_{G,losa sup.} \cdot \frac{A_{losa sup.}}{n}}{A_{acero} + A_{arm.inf.} + \frac{A_{losa sup.}}{n}}$$

$$I = I_{acero} + A_{acero} \cdot (z_G - z_{G,acero})^2 + I_{arm.inf.} + A_{arm.inf.} \cdot (z_G - z_{G,arm.inf.})^2 + \frac{1}{n} \cdot \left[ I_{losa sup.} + A_{losa sup.} \cdot (z_G - z_{G,losa sup.})^2 \right]$$

#### Flexión negativa

$$z_G = \frac{z_{G,acero} \cdot A_{acero} + z_{G,losa inf.} \cdot \frac{A_{losa inf.}}{n} + z_{G,arm.sup.} \cdot A_{arm.sup.}}{A_{acero} + \frac{A_{losa inf.}}{n} + A_{arm.sup.}}$$

$$I = I_{acero} + A_{acero} \cdot (z_G - z_{G,acero})^2 + \frac{1}{n} \cdot \left[ I_{losa inf.} + A_{losa inf.} \cdot (z_G - z_{G,losa inf.})^2 \right] + I_{arm.sup.} + A_{arm.sup.} \cdot (z_G - z_{G,arm.sup.})^2$$

La siguiente tabla muestra las propiedades mecánicas en cada fase para cada tipo de sección.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS																			
SECCIÓN METÁLICA					LOSA SUP.					ARMADURA SUP.					LOSA INF.				
A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m2]	Z <sub>G</sub> [m]
S1	0.348	1.613	0.587	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	-	-	-	-	-	-	-	-
S2	0.341	1.469	0.615	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	2.370	0.205	0.024	0.072	0.238	0.001	0.072	0.238
S3	0.348	1.613	0.587	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	3.047	0.255	0.051	0.074	0.287	0.002	0.074	0.287
S3b	0.348	1.613	0.587	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	2.932	0.265	0.050	0.071	0.265	0.002	0.071	0.265
S4	0.516	1.942	1.003	3.706	0.055	0.143	3.732	0.001	0.143	3.732	0.001	2.280	0.215	0.233	0.071	0.241	0.001	0.071	0.241
S4b	0.516	1.942	1.003	3.706	0.055	0.143	3.732	0.001	0.143	3.732	0.001	3.718	0.325	0.094	0.075	0.360	0.003	0.075	0.360
S5	0.591	1.858	1.169	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	3.044	0.275	0.051	0.074	0.300	0.001	0.074	0.300
S5b	0.557	1.864	1.136	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	3.721	0.325	0.094	0.075	0.360	0.003	0.075	0.360
S5c	0.557	1.864	1.136	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	-	-	-	-	-	-	-	-
S6	0.425	1.502	0.793	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	-	-	-	-	-	-	-	-
S7	0.411	1.064	0.748	3.706	0.056	0.057	3.733	0.006	0.057	3.733	0.006	-	-	-	-	-	-	-	-
FASE 1					FASE 2					FASE 3					SECCIÓN MIXTA				
FLEXIÓN POSITIVA					FLEXIÓN NEGATIVA					FLEXIÓN POSITIVA					FLEXIÓN NEGATIVA				
Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]	Z <sub>G</sub> [m]	A [m]	I <sub>y</sub> [m]	A [m]	I <sub>y</sub> [m]	I <sub>y</sub> [m]
S1	1.61	0.59	1.61	0.59	1.61	0.59	1.61	0.59	1.61	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.16	3.08	1.16	3.08	1.66
S2	1.47	0.61	1.47	0.61	1.47	0.61	1.47	0.61	1.47	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83	1.16	3.05	1.16	3.05	1.83
S3	1.61	0.59	1.38	0.70	0.86	1.84	1.79	1.79	2.91	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	1.76	2.35	1.56	2.35	4.10
S3b	1.61	0.59	1.38	0.70	0.81	1.79	1.79	1.79	2.91	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	1.76	2.35	1.56	2.35	4.10
S4	1.94	1.00	1.74	1.18	1.13	3.57	3.57	3.57	2.87	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	1.79	2.26	1.79	2.26	4.49
S4b	1.94	1.00	1.74	1.18	1.21	3.77	3.77	3.77	2.87	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	1.69	2.38	1.69	2.38	4.67
S5	1.86	1.17	1.69	1.32	1.07	3.71	3.71	3.71	2.80	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.03	2.13	2.03	2.13	4.32
S5b	1.86	1.14	1.68	1.30	1.11	3.61	3.61	3.61	2.82	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77	1.88	2.23	1.88	2.23	4.28
S5c	1.86	1.14	1.69	1.29	1.05	3.57	3.57	3.57	2.82	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	1.99	2.14	1.99	2.14	4.94
S6	1.50	0.79	1.50	0.79	1.50	0.79	1.50	0.79	2.95	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	1.24	2.95	1.24	2.95	2.16
S7	1.06	0.75	1.06	0.75	1.06	0.75	1.06	0.75	2.82	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	1.23	2.82	1.23	2.82	2.67



Figura 49. Propiedades mecánicas de las secciones.

## 11.2 MÁXIMO INCREMENTO DE MOMENTO

A partir de las propiedades anteriormente calculadas y los momentos M1, M2 y M3 obtenido de los modelos de SAP2000 se ha calculado el incremento de momento que produce que uno de los materiales de la sección alcance su límite elástico.

Dada la gran cantidad de secciones estudiadas los resultados se muestran como un gráfico para facilitar su visionado.

En los siguientes gráficos se muestra el incremento de momento tras la construcción vano a vano.

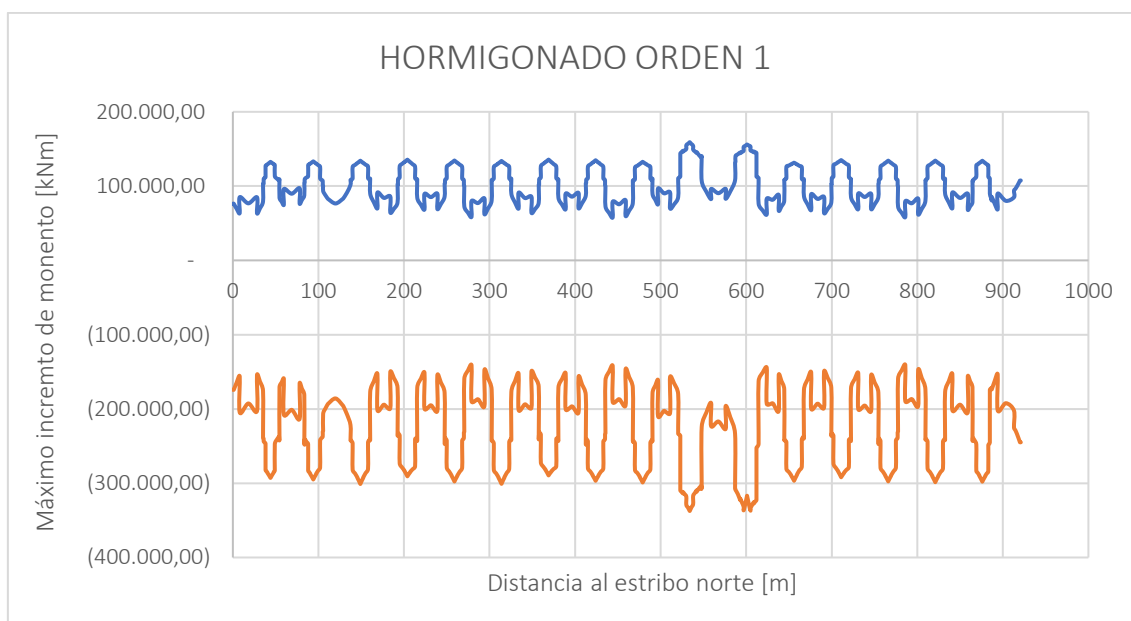


Gráfico 1. Incremento máximo de momento trans construcción vano a vano.

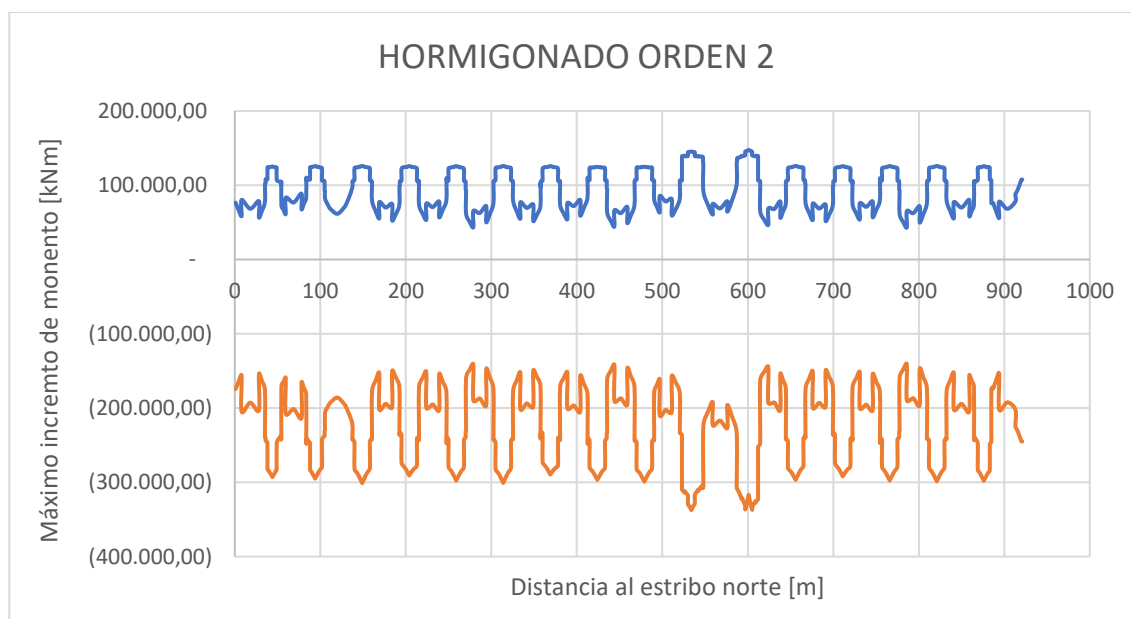


Gráfico 2. Incremento máximo de momento trans construcción vano a vano.

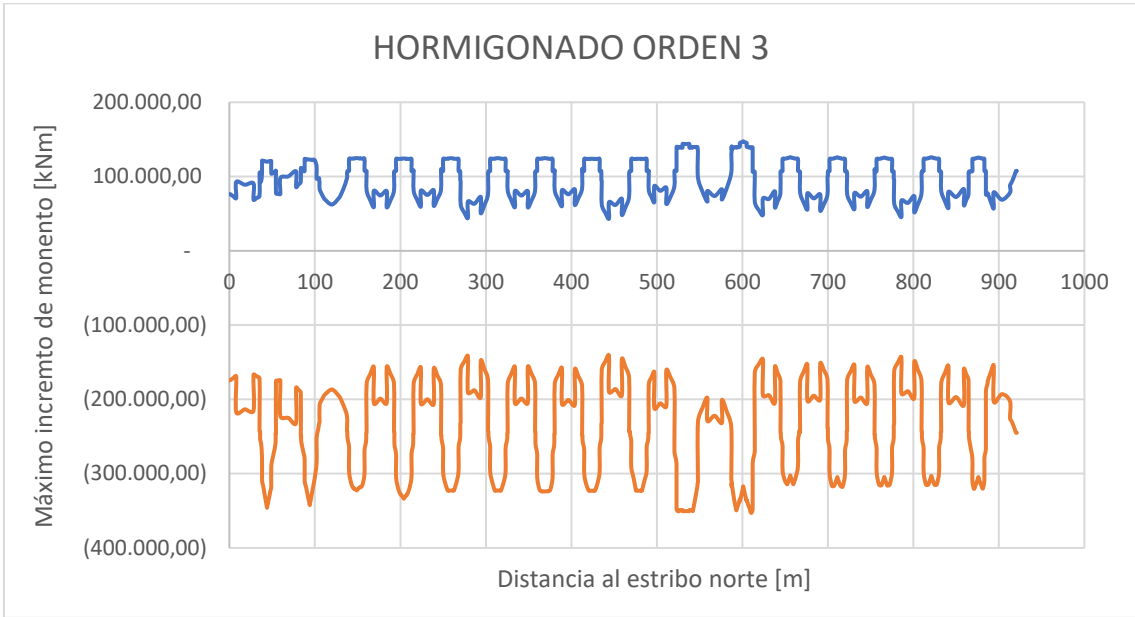


Gráfico 3. Incremento máximo de momento tras construcción vano a vano.

En los siguientes gráficos se muestra el incremento de momento tras la construcción por empuje del dintel.

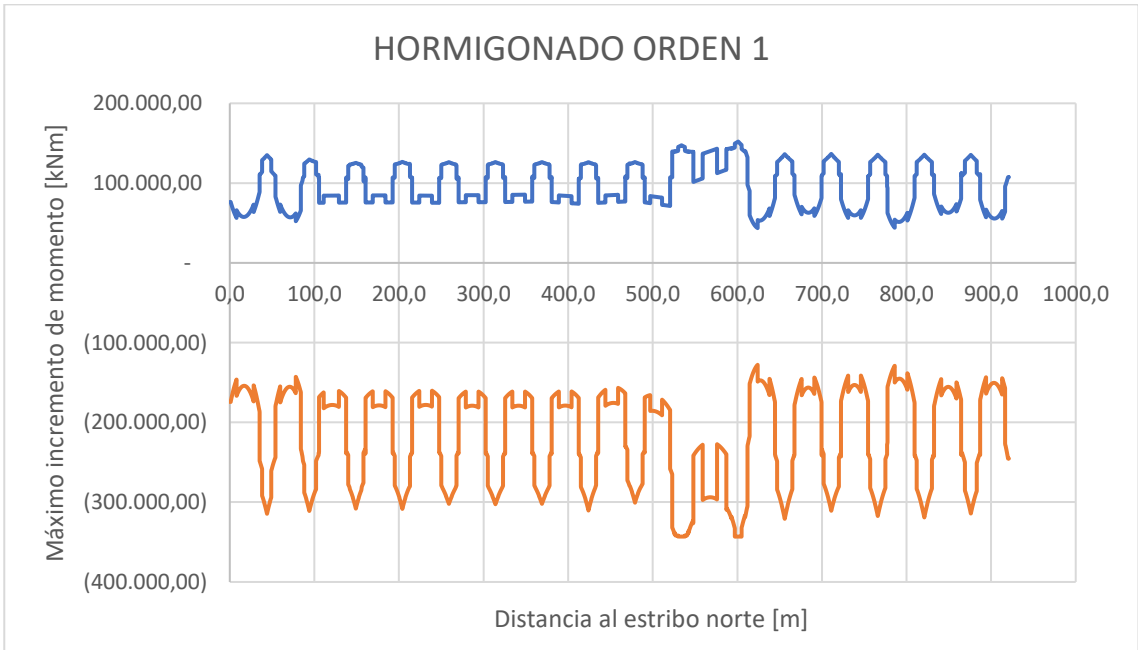


Gráfico 4. Incremento máximo de momento tras construcción por empuje.

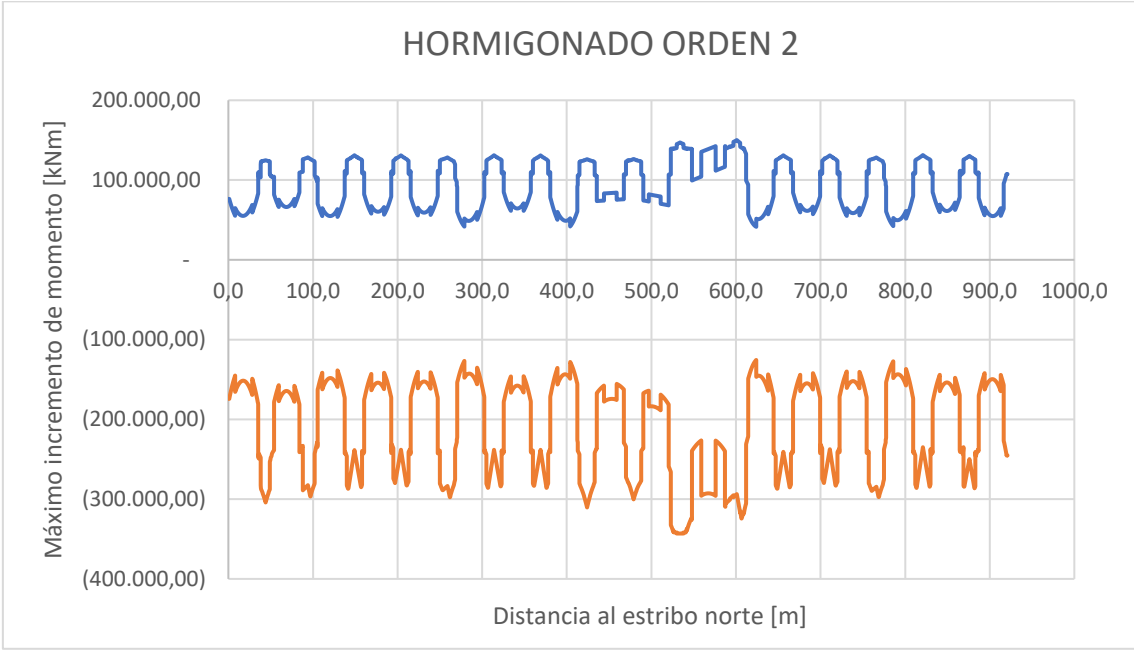


Gráfico 5. Incremento máximo de momento trans construcción por empuje.

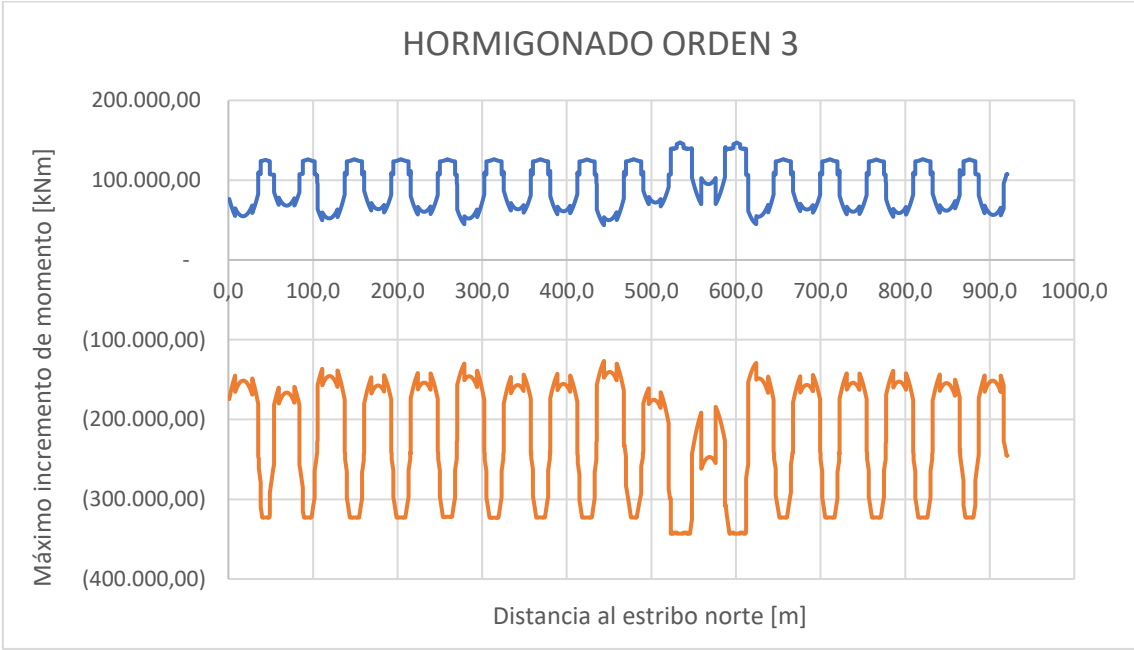


Gráfico 6. Incremento máximo de momento trans construcción por empuje.

Los resultados también se muestran en formato de tablas para facilitar la el visionado de lo valores más específicos de incremento de momento en secciones de apoyos y centro de vano.

	ORDEN 1		ORDEN 2		ORDEN 3	
	$\Delta M+$	$\Delta M-$	$\Delta M+$	$\Delta M-$	$\Delta M+$	$\Delta M-$
VANO 1	56.375,88	- 146.266,26	55.095,29	- 145.114,31	54.808,29	- 144.984,82
PILA 1	109.254,51	- 243.719,12	103.401,39	- 238.655,44	106.845,30	- 255.283,35
VANO 2	52.229,64	- 142.866,05	66.211,78	- 157.197,15	68.096,70	- 159.022,18
PILA 2	97.029,76	- 232.881,84	98.343,53	- 228.854,51	105.638,40	- 240.662,62
VANO 3	75.353,78	- 160.617,02	53.774,21	- 138.616,96	49.731,82	- 136.507,72
PILA 3	102.098,45	- 233.829,23	106.883,79	- 238.542,90	107.166,17	- 249.795,45
VANO 4	75.734,76	- 160.936,67	56.576,45	- 141.602,13	59.499,36	- 144.544,91
PILA 4	106.152,58	- 237.257,45	106.893,14	- 231.185,76	107.156,26	- 248.782,49
VANO 5	75.303,95	- 160.295,22	55.640,10	- 140.438,95	56.977,54	- 141.794,15
PILA 5	105.030,33	- 237.365,11	97.585,00	- 228.390,22	106.766,01	- 248.746,53
VANO 6	76.005,19	- 161.378,85	41.628,50	- 126.716,67	44.720,70	- 129.837,67
PILA 6	105.939,96	- 238.258,25	106.894,16	- 238.185,98	107.165,43	- 249.224,34
VANO 7	76.302,79	- 161.356,80	61.400,02	- 145.941,45	59.259,40	- 143.780,57
PILA 7	105.902,11	- 237.804,53	106.633,22	- 238.072,72	107.155,93	- 247.826,64
VANO 8	74.154,45	- 161.228,66	41.831,66	- 128.035,22	57.273,41	- 142.697,28
PILA 8	105.480,77	- 236.906,03	105.536,89	- 236.976,20	106.990,99	- 250.085,13
VANO 9	75.278,39	- 156.709,29	73.688,22	- 155.565,09	43.473,88	- 126.612,38
PILA 9	106.004,82	- 230.049,03	106.165,09	- 230.157,10	106.215,34	- 231.696,03
VANO 10	71.374,95	- 165.860,29	68.321,14	- 164.115,63	67.132,19	- 160.868,85
PILA 10	107.083,90	- 258.183,45	106.825,26	- 258.995,90	107.005,60	- 286.699,80
VANO 11	101.516,45	- 227.348,44	99.454,73	- 226.454,45	69.861,25	- 184.157,34
PILA 11	90.076,30	- 216.962,72	94.130,64	- 221.178,85	106.547,70	- 255.453,05
VANO 12	43.586,03	- 127.822,64	41.381,42	- 125.595,68	44.909,89	- 129.158,28
PILA 12	108.717,09	- 241.569,07	106.880,44	- 239.322,32	106.402,03	- 241.127,98
VANO 13	58.877,17	- 143.765,74	57.224,97	- 142.100,93	59.258,42	- 144.151,66
PILA 13	108.828,27	- 234.092,11	106.593,39	- 231.501,57	107.137,03	- 249.618,62
VANO 14	56.353,44	- 141.264,26	55.043,07	- 140.002,94	57.176,43	- 142.156,69
PILA 14	108.931,35	- 240.059,13	97.859,67	- 228.898,29	106.922,08	- 248.901,81
VANO 15	44.083,40	- 129.012,12	42.287,15	- 127.199,66	54.014,99	- 138.950,14
PILA 15	108.931,82	- 240.602,19	107.079,78	- 234.921,19	107.207,66	- 249.319,08
VANO 16	61.284,08	- 145.726,83	59.753,27	- 144.182,21	59.239,95	- 143.688,18
PILA 16	108.838,37	- 238.261,14	106.484,21	- 234.907,67	105.495,94	- 243.089,51
VANO 17	55.453,88	- 143.409,39	54.795,90	- 142.078,63	55.827,90	- 144.803,33

Tabla 28. Máximo incremento hasta alcanzar el momento elástico de cada sección tras la construcción por empuje del dintel.

	ORDEN 1		ORDEN 2		ORDEN 3	
	$\Delta M+$	$\Delta M-$	$\Delta M+$	$\Delta M-$	$\Delta M+$	$\Delta M-$
VANO 1	63.346,59	- 153.888,51	56.589,82	- 154.403,35	69.061,95	- 166.911,97
PILA 1	107.611,71	- 240.232,69	104.476,36	- 237.223,16	93.582,25	- 254.319,01
VANO 2	74.909,05	- 161.578,06	61.453,92	- 159.300,81	76.627,50	- 174.545,79
PILA 2	107.018,58	- 240.316,73	105.483,75	- 237.227,82	97.201,54	- 232.091,66
VANO 3	76.570,89	- 187.555,54	61.522,38	- 185.867,61	62.326,76	- 186.657,14
PILA 3	107.991,44	- 243.476,58	106.029,56	- 240.852,93	107.493,46	- 250.187,88
VANO 4	64.455,68	- 151.762,52	52.609,85	- 150.391,47	58.657,29	- 156.495,53
PILA 4	108.328,98	- 235.808,63	105.401,17	- 232.659,87	107.321,28	- 259.075,41
VANO 5	68.467,57	- 152.769,73	53.464,70	- 151.320,12	59.581,65	- 157.490,52
PILA 5	108.094,38	- 241.750,67	105.268,84	- 239.139,11	107.323,29	- 250.477,46
VANO 6	58.651,33	- 143.113,80	43.432,91	- 141.248,13	44.224,99	- 142.020,21
PILA 6	107.969,71	- 242.622,41	106.067,97	- 240.387,43	107.375,11	- 249.904,97
VANO 7	64.128,50	- 151.432,45	51.925,31	- 149.700,42	58.598,79	- 156.436,77
PILA 7	108.412,13	- 235.306,12	105.398,21	- 231.412,96	107.376,73	- 259.690,37
VANO 8	68.835,42	- 153.158,99	54.260,88	- 152.123,76	60.266,54	- 158.181,36
PILA 8	108.131,78	- 242.077,69	106.582,16	- 240.376,57	107.467,09	- 250.736,53
VANO 9	57.818,58	- 142.263,11	44.341,99	- 142.172,76	43.380,02	- 141.175,41
PILA 9	107.023,87	- 242.918,11	107.030,53	- 241.663,18	107.298,49	- 242.720,07
VANO 10	70.017,57	- 156.621,05	59.444,49	- 157.244,29	63.228,98	- 161.066,42
PILA 10	110.305,27	- 235.977,72	106.328,03	- 233.195,09	107.700,30	- 269.317,79
VANO 11	82.473,42	- 192.602,79	60.438,11	- 192.088,11	66.196,53	- 197.939,63
PILA 11	110.759,27	- 250.754,04	104.836,04	- 246.967,39	106.404,01	- 268.503,25
VANO 12	61.841,60	- 147.137,84	46.750,70	- 144.595,26	48.313,61	- 146.123,34
PILA 12	108.013,55	- 239.977,68	106.089,72	- 237.288,46	106.616,80	- 241.094,79
VANO 13	63.777,69	- 151.079,89	51.898,22	- 149.674,91	54.047,88	- 151.849,31
PILA 13	109.850,18	- 236.478,44	105.379,85	- 232.814,60	107.174,98	- 252.590,50
VANO 14	69.005,80	- 153.535,69	54.060,67	- 151.920,20	56.125,43	- 153.999,05
PILA 14	108.020,09	- 242.221,86	105.757,28	- 239.077,39	106.983,37	- 251.838,60
VANO 15	58.376,39	- 142.866,29	43.194,97	- 141.005,71	45.736,82	- 143.567,87
PILA 15	108.354,65	- 242.488,62	105.982,84	- 240.274,54	107.290,51	- 251.896,35
VANO 16	68.386,06	- 154.703,67	55.358,75	- 153.173,57	57.604,28	- 155.440,12
PILA 16	80.560,44	- 176.964,73	75.548,84	- 171.620,57	75.392,06	- 176.901,39
VANO 17	68.769,20	- 154.953,31	56.064,16	- 153.620,48	57.134,29	- 154.700,02

Tabla 29. Máximo incremento hasta alcanzar el momento elástico de cada sección tras la construcción vano a vano.

## 12. CONCLUSIONES

El tablero tal y como está definido en los planos requiere ligeras modificaciones para ser viable la construcción por empuje de las jácenas metálicas puesto que se produciría la abolladura de la platabanda inferior en las secciones tipo 1 y 3 al ser empujadas sobre las pilas. La platabanda inferior se divide en dos partes asimétricas: una exterior de menor ancho que se encuentra rigidizada por la célula inferior y una interior de mayor ancho que se encuentra volada.

Si bien es cierto que las partes interiores de las platabandas inferiores cuentan con una prelosa que las une, la función de esta prelosa discontinua es cerrar el circuito de torsión de la sección, y no trabajar en la dirección longitudinal del tablero. Es por ello que no se ha considerado contribución alguna por parte de la prelosa a rigidizar el extremo volado de las platabandas. Además, las prelosas se colocan con el tablero metálico en su posición definitiva por lo que solamente tendrían algún efecto durante la fase de servicio.

Aunque las vigas metálicas de cantos tan grandes suelen ser de clase 4 por la esbeltez de sus paneles, no debe permitirse que se produzca a la abolladura en fase de construcción por dos motivos principales:

- La clase de sección corresponde al calculo del Estado Límite Último, si en el cálculo de los Estados Límite de Servicio no se alcanza la tensión de abolladura se puede contar con la sección íntegra, considerando la sección reducida exclusivamente para ELU.
- Las platabandas en las que se produciría la abolladura se encuentran traccionadas en su posición final y por tanto se garantiza que no abollarán en servicio. Permitir la abolladura en construcción aunque la sección reducida cumpliera con todos los ELU y ELS sería un malgasto de material.

Para evitar la abolladura debe aumentarse la tensión de abolladura a un valor mayor que la tensión de compresión máxima producida durante el empuje. Para ellos hay dos maneras: aumentar en espesor de las platabandas a 35 mm o añadir una célula en el lado interior de la platabanda para convertirla en un panel interior e incrementar notablemente el coeficiente de abolladura  $k$ .

La alternativa de la célula inferior en el interior del cajón no supone un ahorro significativo de material frente al aumento del espesor de las platabandas por las dimensiones de las mismas, sin embargo, la necesidad de dicha célula para transmitir las cargas a los aparatos de apoyo hace inevitable su colocación.

Dado que durante el empuje del dintel todas las secciones van a pasar sobre los aparatos de apoyo, todas deben resistir las cargas concentradas transversales en las almas producidas por las reacciones en las pilas. Al tratarse de un viaducto de 921 m de longitud no resulta viable económicamente colocar rigidizadores capaces de resistir estas cargas concentradas en toda la longitud del tablero. En su lugar se disponen células inferiores a ambos lados de cada alma para aumentar el ancho  $s_s$  en el que se aplica directamente la carga transversal. Evidentemente este valor no puede ser mayor que el ancho del aparato de apoyo.

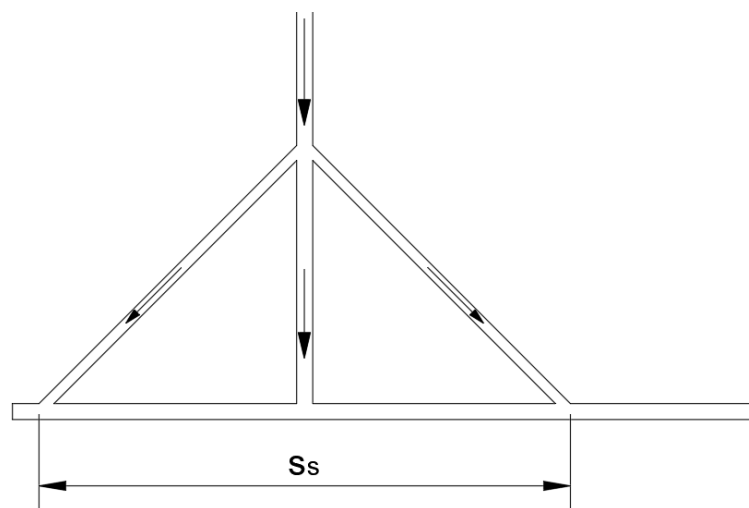


Figura 50. Longitud del ala  $s_s$  sobre la que se aplica directamente la carga concentrada.

El ancho  $s_s$  es el parámetro más importante en el cálculo de la longitud de aplicación de la carga  $l_y$ , y la resistencia del alma a cargas concentradas es directamente proporcional a la longitud  $l_y$ .

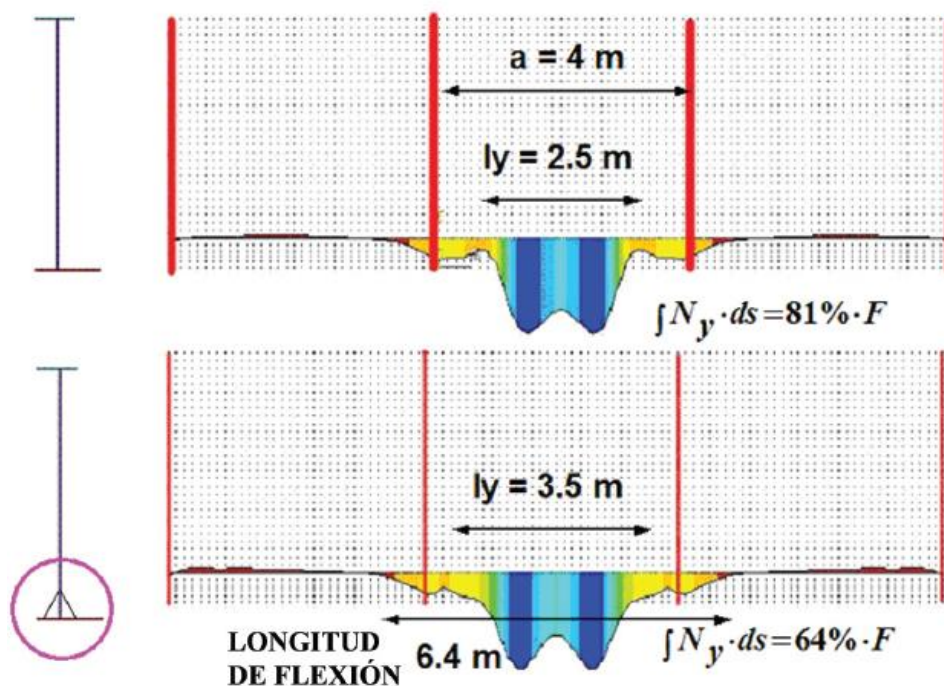


Figura 51. Mejora de la respuesta a cargas concentradas del viaducto Arroyo las Piedras con células inferiores.  
Fuente: Viaducto "Arroyo las Piedras" Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. Hormigón y acero, núm. 243.

Se ha observado que las losas superior e inferior mejoran la clase de sección de los paneles de acero por su efecto en la posición de la fibra neutra elástica de sección. Dado que en todos los apoyos el desplazamiento en la dirección longitudinal del tablero está permitido excepto en el punto fijo sobre el estribo 2, las secciones trabajan a flexión simple, por lo que la posición de la fibra neutra elástica coincide con la del centro de gravedad de la sección.

Cuando la sección está sometida a flexión positiva la losa superior se encuentra comprimida, mientras que la inferior, si la hay, no se considera para el cálculo por estar totalmente fisurada. Lo mismo ocurre a flexión negativa, siendo la losa inferior la que trabaja y la superior la que

figura. Dado que las losas tienen un área mucho mayor que las vigas de acero, la fibra neutra elástica se encuentra, aunque siempre en la sección metálica, cerca de la losa comprimida. Esta proximidad de la fibra neutra a la losa comprimida implica una mayor parte de la sección parcial de acero traccionada, reduciendo así el acero comprimido susceptible de abollar.

De esta manera se reduce el valor de  $\alpha$ , que es el cociente entre la altura comprimida del panel y su canto total, y  $\psi$  que es el cociente entre las tensiones en los extremos comprimido y traccionado del panel. Al reducir estos valores se incrementa el valor límite de la esbeltez  $c/t$  de los paneles flexocomprimidos (en este caso el alma y las células) para cada clase de sección.

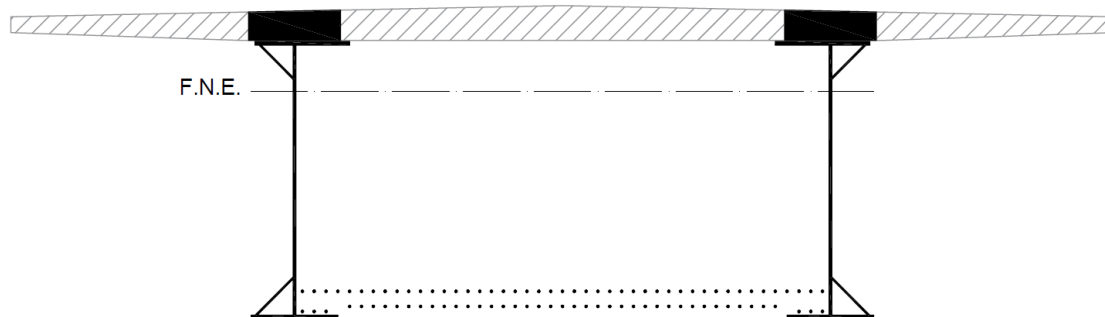


Figura 52. Sección equivalente de acero y posición de la fibra neutra elástica a flexión positiva.



Figura 53. Sección equivalente de acero y posición de la fibra neutra elástica a flexión negativa.

Los paneles solamente comprimidos no se benefician de su proximidad a la fibra neutra elástica en cuando a clase de sección, aunque esto reduzca las tensiones de compresión en éstos. Sin embargo, la conexión de las platabandas con las losas superior e inferior evita por completo la abolladura de las mismas.

En las siguientes tablas se muestra el efecto de las losas en la clase de sección.

SECCIÓN	PANELES INTERIORES						ALAS VOLADAS	
	Alma (M+)	Alma (M-)	Platabanda sup.	Célula sup.	Platabanda inf.	Célula inf.	Platabanda sup.	Platabanda inf.
S1	2	1	1	2	1	3	4	4
S2	3	1	1	2	1	3	4	4
S3	2	1	1	2	1	3	4	4
S3b	2	1	1	2	1	3	4	4
S4	1	1	1	2	1	3	4	4
S4b	1	1	1	2	1	3	4	4
S5	1	1	1	2	1	3	4	4
S5b	1	1	1	2	1	3	4	4



S5c	1	1	1	2	1	3	4	4
S6	2	1	1	2	1	3	4	4
S7	4	1	1	2	1	3	4	4

Tabla 30. Clase de sección de los paneles de las vigas armadas por sin conectar a las losas

SECCIÓN	PANELES INTERIORES						ALAS VOLADAS	
	Alma (M+)	Alma (M-)	Platabanda sup.	Célula sup.	Platabanda inf.	Célula inf.	Platabanda sup.	Platabanda inf.
S1	1	-	1	2	1	3	1	1
S2	1	-	1	2	1	3	1	1
S3	1	1	1	2	1	3	1	1
S3b	1	1	1	2	1	3	1	1
S4	-	1	1	2	1	3	1	1
S4b	-	1	1	2	1	3	1	1
S5	-	1	1	2	1	3	1	1
S5b	-	1	1	2	1	3	1	1
S5c	-	1	1	2	1	3	1	1
S6	1	-	1	2	1	3	1	1
S7	1	-	1	2	1	3	1	1

Tabla 31. Clase de sección de los paneles de las vigas armadas por conectadas a las losas.

Otra de las conclusiones a las que se ha llegado está relacionada con la función el pico de lanzamiento más allá de la de reducir los esfuerzos durante el empuje. El uso del pico de lanzamiento puede parecer innecesario en el lanzamiento de las jácenas de acero, siendo estas muy ligeras y reduciendo mucho así los esfuerzos en construcción; sin embargo, se ha observado que sin un pico de lanzamiento más ligero que el tablero metálico éste no apoya en la pila anterior.

El giro producido por el vano en voladizo en la última pila hace que la flecha en los dos vanos anteriores sea negativa. El hecho de que el tablero no apoye sobre una pila produce momentos flectores positivos en la zona de la pila. Más allá de la llamativa flexión positiva sobre una pila, la pérdida del apoyo sobre una pila implica la pérdida de guiado lateral del tablero empujado.

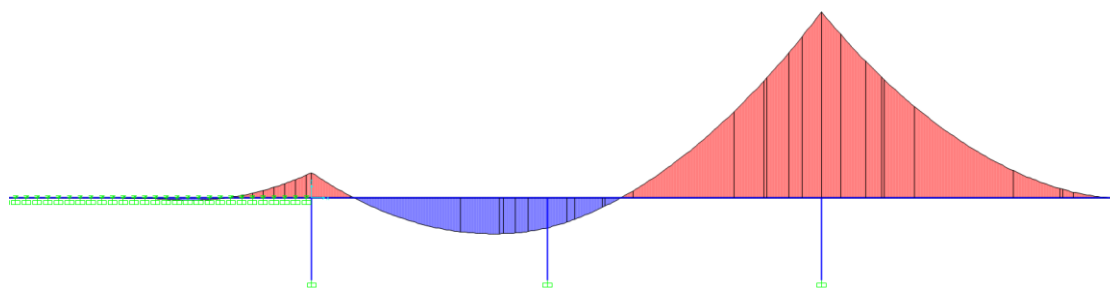


Figura 54. Ley de momentos flectores con el vano 3 en voladizo sin pico de lanzamiento.



Figura 55. Geometría deformada del tablero con el vano 3 en voladizo sin pico de lanzamiento.

Si no se dispone de pico de lanzamiento el peso propio de todos los vanos en el mismo, y puesto que la luz de los vanos es igual en la mayoría de ellos, el momento producido sobre la pila por el vano en voladizo no puede ser igualado por un esquema estático de viga continua con las luces y cargas existentes.

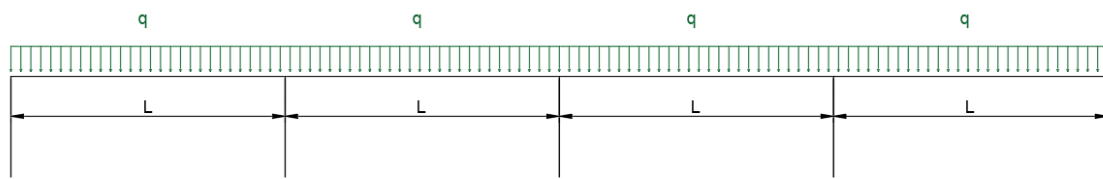


Figura 56. Cargas y luces de los vanos sin pico de lanzamiento.

El momento flector producido por el vano en voladizo sobre la pila es  $-qL^2/2$ , mientras que el momento máximo negativo que puede darse en una pila de un vano de una viga continua es  $-qL^2/12$ . Para que la sección sobre la pila se encuentre en equilibrio los momentos a ambos lados deben ser iguales, y puesto que el momento por el peso del voladizo es el que es, el esquema estático cambia para alcanzar el equilibrio. Ese cambio se produce mediante una deformación en el vano anterior al voladizo que hace que no apoye sobre la pila aumentando la luz del vano y así garantizar el equilibrio.

Al disponer de un pico de lanzamiento más ligero que el tablero metálico empujado se evita la flecha negativa sobre pilas que disminuye la rigidez lateral en construcción.

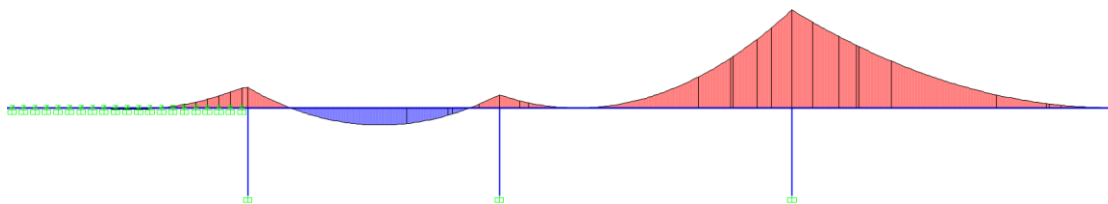


Figura 57. Ley de momentos flectores con el vano 3 en voladizo con pico de lanzamiento.

Para que el tablero apoye en todas las pilas el momento producido por el voladizo debe ser igual o menor al máximo momento negativo en una viga continua.

$$\frac{q_{voladizo}L^2}{2} \leq \frac{q_{vano}L^2}{12} \rightarrow q_{voladizo} \leq \frac{q_{vano}}{6}$$

Por tanto, el peso del voladizo incluyendo el pico y parte de tablero debe ser 6 veces menor que el del tablero.

Dado que el tablero metálico es muy ligero, es difícil diseñar un pico tan ligero por lo que la solución más sencilla puede ser aumentar el peso del tablero al empujarlo con las prelosas inferiores y/o superiores.

Por último, el estado tensional de cada sección tras la construcción varía según el orden en el que se haya realizado el hormigonado de las losas. Se comparado los resultados obtenidos en capítulo 11.2 para 3 posibles órdenes de hormigonado.

- ORDEN 1: losa inferior sobre pilas, losa superior en centro de vano y losa superior sobre pilas.
- ORDEN 2: losa inferior sobre pilas, losa superior sobre pilas y losa superior en centro de vano.
- ORDEN 3: losa superior en centro de vano, losa inferior sobre pilas y losa superior sobre pilas.

Se ha observado que tras hormigonar las losas según el orden 1 las secciones situadas en la zona central del vano sometida a flexión positiva se tiene unas tensiones menores en comparación con los otros órdenes de hormigonado. Lo mismo ocurre en las secciones es sobre pilas con el orden 3, sin embargo, las diferencias son pequeñas con el orden 1. Es importante mencionar que esta comparativa hace referencia a las tensiones en el material y fibra de la sección que antes alcanza el límite elástico.

Los órdenes 1 y 3 también minimizan las tensiones en la armadura de la losa superior sobre las pilas al hormigonarla en último lugar, lo que supone una mejora importante en el Estado Límite Último de fisuración. Sin embargo, el orden 3 produce, al hormigonar la losa superior en el centro del vano en primer lugar, grandes compresiones en las platabandas inferiores sobre las pilas antes de que estas secciones cuenten con la losa inferior que resista las compresiones y rigidice las platabandas.

La diferencia entre los distintos órdenes de hormigonado es menor en la construcción por empuje puesto que el hormigonado se realiza tras el empuje del tablero metálico. Sin embargo, las diferencias se acentúan en la construcción vano a vano porque se comienza a ejecutar las losas durante el izado de las jácenas de acero.

Además, tras la construcción vano a vano las secciones cuentan con una mayor reserva resistente antes de que se produzca la plastificación de alguno de los materiales. Esto se debe a los mayores esfuerzos en la construcción por empuje que vano a vano.

Tal y como está definido el viaducto apenas necesita cambios para poder construirse por empuje: duplicar las células inferiores en el lado interior de las almas y la construcción del pico de lanzamiento. Esto cambios respecto a la construcción vano a vano implican el uso de 41.441 kg adicionales de acero.

## 13. BIBLIOGRAFÍA

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08

Instrucción de Acero Estructural EAE

Eurocódigo 4 – Diseño de estructuras mixtas – Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes

Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales.

Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95

Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Cádiz, 27-29 enero 2005, ed. S. Huerta, Madrid: I. Juan de Herrera, SEdHC, Arquitectos de Cádiz, COAAT Cádiz, 2005.

Bernabeu Larena, Jorge (2004). Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. Tesis (Doctoral), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).

Viaducto “Arroyo las Piedras” Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. *Hormigón y acero*, núm. 243, ACHE, 1er trimestre de 2007